



ใบรับรองวิทยานิพนธ์
บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

ปริญญา

วิศวกรรมโยธา

วิศวกรรมโยธา

สาขา

ภาควิชา

เรื่อง การศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวที่แตกต่างกันระหว่างฐานรากตื้นและฐานรากเสาเข็ม

A Study of Behavior of Differential Settlement between Shallow Foundation and Piles Foundation

นามผู้วิจัย นายชาญวิทย์ น้อยโสม

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

(รองศาสตราจารย์สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์, Ph.D.)

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม

(รองศาสตราจารย์ประทีป ดวงเดือน, M.Eng.)

ประธานสาขาวิชา

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์วันชัย ยอดสุดใจ, D.Eng.)

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์รับรองแล้ว

(รองศาสตราจารย์กัญญา วีระกุล, D.Agr.)

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

วันที่ เดือน พ.ศ.

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิทยานิพนธ์

เรื่อง

การศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวที่ต่างกันระหว่างฐานรากตื้นและฐานรากเสาเข็ม

A Study of Behavior of Differential Settlement between Shallow Foundation and Piles
Foundation

โดย

นายชาญวิทย์ น้อยโฮม

เสนอ

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

เพื่อความสมบูรณ์แห่งปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

พ.ศ. 2557

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ชาญวิทย์ น้อยโสม 2557: การศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวที่แตกต่างกันระหว่างฐานรากตื้นและฐานรากเสาเข็ม ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา) สาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก:
รองศาสตราจารย์สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์, Ph.D. 166 หน้า

ปัญหาการทรุดตัวต่างระดับของอาคาร ส่งผลให้ความปลอดภัยของอาคารลดลงและอาจส่งผลให้โครงสร้างเกิดการพิบัติได้ โดยเฉพาะพื้นที่สภาพทางธรณีวิทยาเป็นชั้นหินที่มีความแตกต่างกันมาก และทำให้ต้องออกแบบฐานรากต่างชนิดกันภายในโครงสร้างเดียวกันอาจทำให้เกิดการทรุดตัวต่างกันระหว่างฐานรากระดับที่ตื้นกับฐานรากที่อยู่ในระดับลึก

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวต่างระดับของโครงสร้างอาคาร โดยมีการตรวจวัดค่าระดับการทรุดตัวของอาคารและวิเคราะห์การทรุดตัวโดยใช้ทฤษฎี Elastic และวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างด้วยทฤษฎี Beam on Elastic Material ร่วมกับวิธี Finite Element เพื่อศึกษาแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในฐานรากคอนกรีต โดยหาค่าสถิติเฟนสของสปริงได้จากการประยุกต์ใช้ผลการทดสอบ Static Pile Load Test และ Dynamic Pile Load Test ร่วมกับผลการทดสอบ Uniaxial Compressive Test ในห้องปฏิบัติการ

จากผลการศึกษาพบว่า โครงสร้าง ให้ค่าการทรุดตัวต่างระดับใกล้เคียงกัน ไม่ส่งผลให้เกิดความเสียหายแก่โครงสร้างคอนกรีต โดยตำแหน่งที่เกิดค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด ไม่เกิน ค่าโมเมนต์ดัดที่ยอมให้ ส่งผลให้โครงสร้างอาคารไม่เกิดการแตกร้าว ซึ่งให้ผลที่สอดคล้องกับผลการตรวจวัดในสนาม ผลจากงานวิจัยนี้สามารถนำไปใช้เป็นแนวทางในการออกแบบฐานรากอาคารที่มีความแตกต่างกันของชนิดระหว่างฐานรากแผ่ และฐานรากเสาเข็มให้สอดคล้องกับสภาพชั้นหินที่มีคุณสมบัติแตกต่างกัน

Chanwit Noihome 2014: A Study of Behavior of Differential Settlement between Shallow Foundation and Piles Foundation. Master of Engineering (Civil Engineering), Major Field: Civil Engineering, Department of Civil Engineering. Thesis Advisor: Associate Professor Suttisak Soralump, Ph.D. 166 pages.

An excessive differential settlement of the buildings causes damage of buildings structures and reduces factor of safety. Especially the area that different in the geological and have to design different type of footing. For this research, shallow foundation and pile foundation are constructed under the same building as a result of differential settlement between shallow foundation and pile foundation can occur in the future.

The purpose of this research was to study behaviors of differential settlement of building. The data used in this research were obtained from building structure, including settlement observation, subsoil data and as-built drawing. The differential settlement analysis was carried out using elastic theory, and the behaviors of concrete pile cap were analyses by the beam on elastic material concept, combined with finite element method to determine shear and moment in the pile cap. The value of spring stiffness is determined from static and dynamic pile load test and the uniaxial compressive test data.

The results of the settlement calculation show that the settlement of shallow and pile foundation are much closed and the structures of building are safety. The maximum moment occur less than the allowable bending moment and no cracking occur in the building which corresponds to the field observation. The results of this study can be used for the analysis and design of building structure that use both shallow and pile foundation under the same building.

Student's signature

Thesis Advisor's signature

กิตติกรรมประกาศ

ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ อ.ดร. จิระวัฒน์ กณะสุด ประธานการสอบ รศ.ดร.สุทธิสักดิ์ ศรีลัมพ์ อาจารย์ที่ปรึกษาหลักวิทยานิพนธ์ รศ.ประทีป ดวงเดือน อาจารย์ที่ปรึกษาร่วมวิทยานิพนธ์ และ ผศ.ดร.ชนาคล กงสมบัติ ที่กรุณาให้คำแนะนำชี้ทางและให้กระบวนการคิดในการแก้ปัญหาต่างๆ ในการทำวิทยานิพนธ์ให้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

กราบขอบพระคุณ รศ.ดร. สุทธิสักดิ์ ศรีลัมพ์ หัวหน้าศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพี และฐานราก คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ และวัดเขาสุกิม ที่กรุณาให้ความช่วยเหลือด้านข้อมูลและกรณีศึกษาในการทำวิทยานิพนธ์ และให้โอกาสรวมทั้งเป็นแบบอย่างในการให้ในทุกๆ ด้านตลอดมา

กราบขอบพระคุณ รศ. ประทีป ดวงเดือน ครูผู้ให้โอกาสและเป็นแบบอย่าง ทั้งด้าน การศึกษา การประกอบอาชีพเป็นวิศวกรและแนวทางในการดำเนินชีวิตที่ดี

ขอขอบคุณ คุณสรศักดิ์ เชื้อวลีริกุล คุณชูศักดิ์ ศิริรัตน์ คุณกฤษณ์ เสาเวียง และนิสิต วิศวกรรมปฐพีทุกท่าน ที่กรุณาให้ความช่วยเหลือ คำแนะนำและคอยเป็นกำลังใจ

กราบขอบพระคุณ บิดา มารดา ที่ยอมลำบากเพื่อการศึกษาของลูก ขอขอบคุณ ครอบครัว ที่คอยเป็นกำลังใจตลอดมา ทำให้การศึกษาครั้งนี้สำเร็จด้วยดี

หากงานวิจัยนี้มีความดีและเป็นประโยชน์ ข้าพเจ้าขออุทิศแด่ผู้มีพระคุณทุกท่าน

ชาญวิทย์ น้อยโสม
มิถุนายน 2557

สารบัญ

หน้า

สารบัญ	(1)
สารบัญตาราง	(2)
สารบัญภาพ	(4)
คำนำ	1
วัตถุประสงค์	4
การตรวจเอกสาร	5
อุปกรณ์และวิธีการ	71
ผลและวิจารณ์	94
สรุปและข้อเสนอแนะ	121
สรุป	121
ข้อเสนอแนะ	123
เอกสารและสิ่งอ้างอิง	124
ภาคผนวก	134
ภาคผนวก ก ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการและในสนาม	135
ภาคผนวก ข ผลการคำนวณหาค่าสถิติเฟนสของฐานราก	143
ภาคผนวก ค ผลการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวของฐานราก	159
ประวัติการศึกษาและการทำงาน	166

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
1	ความสัมพันธ์ของ Schmidt Hammer Rebound Hardness กับ Tangent Young's Modulus	11
2	Young's Modulus และ Poisson's Ratio สำหรับ Intact Rock	13
3	การประมาณค่า Rock Mass Modulus จากค่า RQD	17
4	ความสัมพันธ์ของ Schmidt Hammer Rebound Hardness กับ Uniaxial Compressive Strength	23
5	ค่าคุณสมบัติด้านวิศวกรรมของคอนกรีตอัดเค้นต่างๆ	28
6	Correction factors for foundation shapes (L=Length, B=width)	35
7	ค่า Shape and Rigidity Factors สำหรับคำนวณการทรุดตัวเนื่องจากแรงกระทำต่อพื้นที่	42
8	คำตอบสมการ (Close-Form) ในการรับแรงของโครงสร้างที่มีความยาวมาก วางบนฐานรองรับแบบยืดหยุ่น	48
9	แสดงค่า Stress Exponent และ Modulus Number ของหินและดินชนิดต่างๆ	53
10	ความสัมพันธ์เชิงทฤษฎีอิลาสติกของสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของดิน	64
11	หินแกรนิตที่ค่ากำลังวัสดุโดยทั่วไปมีค่าสูง	76
12	ระนาบรอยแตกที่เก็บข้อมูลได้ในจุดสำรวจ หน้าผาด้านบน-ล่างในสนาม	77
13	สรุปการหาค่า RQD ของหลุมเจาะสำรวจบริเวณฐานรากดิน	83
14	ผลการทดสอบ Uniaxial Compressive Test	86
15	จำนวนข้อมูลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม	87
16	รายละเอียดเสาเข็มทดสอบกำลังรับน้ำหนักโดยวิธี Static Load Test	88
17	ค่าการทรุดตัวจากการทดสอบ Static Load Test	89
18	ข้อมูลการคำนวณหาค่า K - Spring ของฐานรากดิน	96
19	ค่าน้ำหนักบรรทุกที่ใช้งานที่กระทำต่อฐานรากแต่ละชนิด	115
20	การตรวจสอบแรงเฉือนที่ยอมให้กับแรงเฉือนจากการจำลอง FEM	116
21	การตรวจสอบโมเมนต์ต้านทานการแตกร้าวที่ยอมให้กับโมเมนต์จากการจำลอง FEM	118

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า
22	สรุปค่าการทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นในแนว Grid line M จากแบบจำลอง
ตารางผนวกที่	
ก1	ค่าการทดสอบ Uniaxial Compressive Test และค่า Stiffness factor
ก2	ผลการเจาะสำรวจหินของโครงการก่อสร้างเจดีย์ฯ
ก3	RMR CLASSIFICATION
ก4	สรุปค่า RMR CLASSIFICATION ของแต่ละหลุมเจาะ
ก5	การใช้ Schmidt Hammer Rebound Hardness หาค่า Tangent Young's Modulus
ข1	ค่า Spring Stiffness จากการทดสอบ Static Piles Load Test
ข2	ค่า Spring Stiffnesses จากการทดสอบ Dynamic piles load test
ข3	ค่า k_s ของฐานรากดินที่คำนวณจากสูตรเชิงประจักษ์การันต์ต่างๆ
ค1	ค่าการทรุดตัวของทฤษฎี Elastic และแบบจำลองและค่าตรวจวัดในสนาม

สารบัญภาพ

ภาพที่	หน้า
1	ฐานรากตื้นวางบนชั้นหิน (Shallow Foundation on Rock) 2
2	เสาเข็มเจาะในหิน (Socketed Pile in Rock) 2
3	เสาเข็มตอกหยั่งบนชั้นหิน (Driven Piles on Rock) 3
4	พื้นที่ก่อสร้างฐานรากแบบต่างๆ (1) ฐานรากตื้น (2) ฐานรากเสาเข็มเจาะในหิน (3) เสาเข็มตอก 3
5	การคำนวณค่า RQD (Rock Quality Designation) 6
6	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain และ Diameter Strain ของการทดสอบ Uniaxial Compressive Strength 9
7	ความสัมพันธ์ระหว่าง E_{R-50} และ q_u 10
8	ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Tangent Young's Modulus กับค่า Schmidt Hammer Rebound Hardness 12
9	อิทธิพลจากระดับการผุพัง ต่อคุณสมบัติของหิน 12
10	ความสัมพันธ์ระหว่าง Modulus Ratio และ Uniaxial Compressive Strength 16
11	ความสัมพันธ์ระหว่าง E_M/E_R และ Rock Quality Designation 18
12	ความสัมพันธ์ระหว่าง Rock Mass Modulus และ Rock Mass Rating 20
13	ความสัมพันธ์ระหว่าง Rock Mass Modulus และ Rock Mass Quality 21
14	ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Uniaxial Compressive Strength กับค่า Schmidt Hammer Rebound Hardness สำหรับหินตัวอย่างเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 ถึง 58 mm 25
15	ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Uniaxial Compressive Strength, หน่วยน้ำหนักของหิน และค่า Schmidt Hammer Rebound Hardness ณ มุมยิงต่างๆ 26
16	ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Dry Density กับค่า Schmidt Hammer Rebound Hardness 27
17	ความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงอัดและค่าโมดูลัสความยืดหยุ่น 30
18	รูปแบบการพิบัติของฐานรากแผ่และฐานรากลึก (I) General Shear Failure (II) Local Shear Failure (III) Punching Shear Failure 31
19	รูปแบบการพิบัติของเสาเข็มตามลักษณะความแข็งแรงของชั้นดิน 32
20	การหาค่า Bearing capacity factor สำหรับ Sloping ground surface 38

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
21 Bearing capacity of foundation on rock	40
22 ขั้นตอนการคำนวณหาค่าการทรุดตัวของฐานราก	43
23 โครงสร้างที่วางตัวบนฐานรองรับแบบยืดหยุ่น (ก) และสมมูลของแรง (ข)	44
24 โครงสร้างที่มีความยาวอนันต์วางบนฐานรองรับแบบยืดหยุ่น โดย (ก) รับน้ำหนักกระทำแบบจุดและ (ข) รับโมเมนต์กระทำที่ตำแหน่งกึ่งกลาง	49
25 โครงสร้างที่มีความยาวอนันต์วางบนฐานรองรับแบบยืดหยุ่น (ก) แสดงจุดรองรับเป็นสปริงที่มีช่วงความกว้างเท่ากัน (ข) แสดงแรงกระจายสม่ำเสมอของสปริงรองรับ	50
26 โครงสร้างที่มีความยาวจำกัดวางบนฐานรองรับแบบยืดหยุ่น โดยมีจุดรองรับเป็นสปริงที่มีช่วงความกว้างเท่ากัน	50
27 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\sigma' - \epsilon$ (ก) และ Tangent Modulus (M) - σ' (ข)	54
28 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\sigma' - \epsilon$ และ M - ϵ จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ σ'_c คือ Critical Stress หรือเท่ากับ Preconsolidation Pressure (σ'_p)	55
29 ความสัมพันธ์ระหว่าง Tangent Modulus กับ Average Stress เพื่อหาค่า Modulus Number (m)	57
30 แบบจำลองการวิเคราะห์กรณี Approach Slab on Ground (ก) รูปแบบจริง (ข) การใช้ Spring เป็นชิ้นส่วนเชื่อมต่อ	59
31 แบบจำลองการวิเคราะห์กรณี Approach Slab on Pile (ก) รูปแบบจริง (ข) การใช้ Spring เป็นชิ้นส่วนเชื่อมต่อ	60
32 การหาค่าสถิติเฟนสของเสาเข็มจากการทดสอบ Static pile load test	61
33 ชิ้นส่วนโครงสร้างคานวางบนจุดรองรับแบบยืดหยุ่น (Spring Action at Nodes)	67
34 ผลการเปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกจากการทดสอบแบบพลวัตและแบบสถิตย์	69
35 ผลการเปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกจากการทดสอบแบบพลวัตและแบบสถิตย์	70
36 ตำแหน่งที่ตั้งโครงการเจดีย์บูรพาวิสุทธิวิทยาประชาสามัคคี (วัดเขาสุทิม) กรณีศึกษา	72
37 ตำแหน่งการวางตัวของฐานรากอาคารเจดีย์บูรพาวิสุทธิวิทยาประชาสามัคคี	72
38 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย	74

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
39 แผนที่ธรณีวิทยาของพื้นที่ (หินแกรนิตประเภท Porphyritic Hornblend-Biotite Granite อายุยุคไทรแอสสิก)	76
40 ตำแหน่งการสำรวจทางธรณีของหน้าผาด้านบนและด้านล่าง	77
41 จำลองธรณีโครงสร้างของหินบริเวณฐานรากที่จะใช้ก่อสร้างเจดีย์ฯ	78
42 การปรับระดับพื้นที่ โดยหน้า Slope เป็นหินแข็งปรากฏให้เห็นอย่างชัดเจน	78
43 แสดงรอยแยกในเนื้อหินแกรนิต ซึ่งมีรอยแยกตัดกันอย่างน้อย 3 แนวตัดกัน	79
44 แสดงดินที่เกิดจากการผุพังของหินแกรนิตในพื้นที่	79
45 แสดงหินทั้งขนาดใหญ่บริเวณหน้า Slope ด้านล่าง	80
46 แสดงการสำรวจทางธรณีในสนามบริเวณก่อสร้างฐานรากเจดีย์ฯ	81
47 การวิเคราะห์ Stereonet โดยการนำข้อมูลที่ได้มาจากการรวบรวมในสนามบริเวณก่อสร้างฐานรากเจดีย์ฯ	81
48 ตำแหน่งหลุมเจาะสำรวจบริเวณฐานรากดิน	82
49 ลักษณะของหินฐานรากบริเวณโครงการก่อสร้างเจดีย์ฯ	82
50 ความลึกชั้นดิน 0.00 - 10.00 เมตร	83
51 ความลึกชั้นดิน 0.00 - 25.00 เมตร	84
52 การทดสอบ Uniaxial Compressive Test จากข้อมูลการเจาะสำรวจ	85
53 พื้นที่การทดสอบ Schmidt Hammer Test บริเวณฐานรากดิน	85
54 ผลการทดสอบ Schmidt Hammer Test ตามตำแหน่งฐานรากในสนาม	87
55 ตำแหน่งทดสอบ Static Load Test และเสาเข็มติดตั้ง Strain Gauge	90
56 การคำนวณค่าสถิติเอนสของเสาเข็มตอกชนิดสี่เหลี่ยมคี่้น ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.525 เมตร	91
57 แบบแปลนแสดงตำแหน่งฐานรากดินในการคำนวณค่า K - Spring	95
58 ตำแหน่งของฐานรากดินและ Contour ค่า k_s Spring โดยใช้สมการของ Biot (1937)	97
59 ตำแหน่งของฐานรากดินและ Contour ค่า k_s Spring โดยใช้สมการของ Kogler and Scheidig (1938)	98
60 ตำแหน่งของฐานรากดินและ Contour ค่า k_s Spring โดยใช้สมการของ Vesic (1961)	99

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
61 ตำแหน่งของฐานรากค้ำและ Contour ค่า k_s Spring โดยใช้สมการของ Meyerhof and Baike (1963)	100
62 ตำแหน่งของฐานรากค้ำและ Contour ค่า k_s Spring โดยใช้สมการของ Kloeppel and Glock (1970)	101
63 ตำแหน่งของฐานรากค้ำและ Contour ค่า k_s Spring โดยใช้สมการของ Vesic and Saxena (1974)	102
64 ตำแหน่งของฐานรากค้ำและ Contour ค่า k_s Spring โดยใช้สมการของ Selvadurai (1979)	103
65 ตำแหน่งของฐานรากค้ำและ Contour ค่า k_s Spring โดยใช้สมการของ Ullidtz (1987)	104
66 ตำแหน่งของฐานรากค้ำและ Contour ค่า k_s Spring โดยใช้สมการของ Khazanovich <i>et al.</i> (2001)	105
67 ตำแหน่งของฐานรากค้ำและ Contour ค่า k_s Spring โดยใช้สมการของ Setiadji and Fwa (2009)	106
68 ตำแหน่งของฐานรากค้ำและ Contour ค่า k_s Spring โดยใช้สมการของ ATC-40 (1996)	107
69 ตำแหน่งของฐานรากค้ำและ Contour ค่า k_s Spring โดยใช้สมการของ Gazetas (1991)	108
70 ตำแหน่งของฐานรากค้ำและ Contour ค่า k_s Spring โดยใช้สมการของ FEMA237 (1997)	109
71 กลุ่มค่า K_s - Spring Stiffness แต่ละทฤษฎี จากตารางที่ 10	110
72 กลุ่มค่า ระหว่างค่า K_s - Spring Stiffness กับพื้นที่ของฐานราก	110
73 การทดสอบ Static piles load test และ Dynamic piles load test ที่ทดสอบซ้ำได้ เดียวกัน	111
74 ค่า k_s จากผลการทดสอบ Dynamic pile load test กับค่า k ที่คำนวณหาจากสมการ Elastic theory ของเสาเข็มคอก 0.525 x 0.525 เมตร	111
75 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า k - Spring Dynamic piles load test กับ k - Spring Elastic ของเสาเข็มคอกขนาด 0.525 x 0.525 เมตร	112

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
76 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า k - Spring Dynamic piles load test และ k - Spring Elastic theory กับความยาวของเสาเข็มเจาะในชั้นหิน ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.80 เมตร	112
77 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า k - Spring Dynamic piles load test กับ k - Spring Elastic ของเสาเข็มเจาะในชั้นหิน ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.80 เมตร	113
78 ความสัมพันธ์ระหว่างเสาเข็มตอก และเสาเข็มเจาะกับความยาวของเสาเข็ม	113
79 รวมค่า k - Spring ของฐานรากแต่ละชนิด ตามตำแหน่ง Grid line	114
80 หมายเลข Node Number จากการจำลองโดยโปรแกรม STAAD PRO	115
81 แผนภาพแรงเฉือนจากการจำลองโดยโปรแกรม STAAD PRO	116
82 แผนภาพโมเมนต์จากการจำลองโดยโปรแกรม STAAD PRO	117
83 แผนภาพของการทรุดตัวจากการจำลองโดยโปรแกรม STAAD PRO	119
84 แผนภาพการทรุดตัวจากทฤษฎี Elastic และ แบบจำลอง FEM และตรวจวัดค่าในสนาม	120

การศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวที่ต่างกันระหว่างฐานรากตื้นและฐานรากเสาเข็ม

A Study of Behavior of Differential Settlement between Shallow Foundation and Piles Foundation

คำนำ

โครงการก่อสร้างองค์พระเจดีย์บูรพาวิสุทธิวิทยาประชาสามัคคี วัดเขาสุกิม จังหวัดจันทบุรี เป็นเจดีย์ขนาดใหญ่ที่ได้ก่อสร้างบริเวณหน้าผาหินที่มีความชันของชั้นหินต่างกันจึงทำให้ฐานรากที่ทำการก่อสร้างนั้นจำเป็นต้องมีหลากหลายชนิด อย่างหลีกเลี่ยงมิได้ เพื่อให้สอดคล้องกับสภาพภูมิประเทศ จึงทำให้เกิดที่มาของปัญหาในการที่จะต้องติดตามถึงพฤติกรรมของการทรุดตัวที่ต่างกัน (Differential Settlement) ของฐานรากที่ต่างชนิดกัน โดยฐานรากที่ใช้ในโครงการก่อสร้างเจดีย์ฯ มีหลายรูปแบบผสมกันอยู่ในโครงสร้างอาคารเดียวกันได้แก่ ฐานรากตื้น (Shallow Foundation) ฐานรากเสาเข็มตอก (Driven Pile Foundation) ฐานรากเสาเข็มเจาะยึดในหิน (Socketed Pile Foundation) ดังแสดงในภาพที่ 1 ถึง ภาพที่ 4 เพราะฉะนั้นวิศวกรจึงจำเป็นที่จะต้องให้ความสำคัญกับตัวฐานรากที่อาจจะเกิดการทรุดตัวที่ต่างกัน อันจะส่งผลให้ตัวโครงสร้างของอาคารได้รับความเสียหายได้

ซึ่งแบบจำลองในการวิเคราะห์นี้โครงสร้างอาคารถูกจำลองด้วยชิ้นส่วนคานแบบอิลาสติก ส่วนดินและหินถูกจำลองด้วยสปริงแบบเชิงเส้น โดยค่าความแข็งของสปริง (Spring Stiffness) เป็นตัวแปรที่สำคัญในการแสดงพฤติกรรมเคลื่อนตัวของหินตามทิศทางของแรงกระทำ ในปัจจุบันการประมาณค่าความแข็งของสปริงจากผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกทุกเบกทานของหิน (Plate Load Test) หรือ ผลทดสอบการกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม (Static Pile Load Test) ค่าที่ได้มีความเหมาะสมกับหินและดินแข็ง หรือการทรุดตัวของหินเป็นแบบทันทีทันใด ดังนั้นการศึกษาจึงมุ่งเน้นพัฒนาวิธีการประมาณค่าความแข็งของสปริงสำหรับการวิเคราะห์ปฏิสัมพันธ์ระหว่างหินกับโครงสร้างรวมทั้งเปรียบเทียบผลกับค่าความแข็งของสปริงที่วิเคราะห์จากผลการตรวจวัดค่าทรุดตัวในสนามของโครงสร้างกรณีศึกษา ผลการศึกษาจะช่วยให้การวิเคราะห์หาแรงภายในและค่าการทรุดตัวของโครงสร้างได้แม่นยำยิ่งขึ้น คาดคะเนความเสียหายที่จะเกิดขึ้นต่อโครงสร้างได้ง่าย และดำเนินการแก้ไขปรับลดการทรุดตัวไม่เท่ากันของฐานรากได้ตั้งแต่ขั้นตอนการวิเคราะห์ เพื่อความปลอดภัยและ ตามหลักวิศวกรรมมากที่สุด



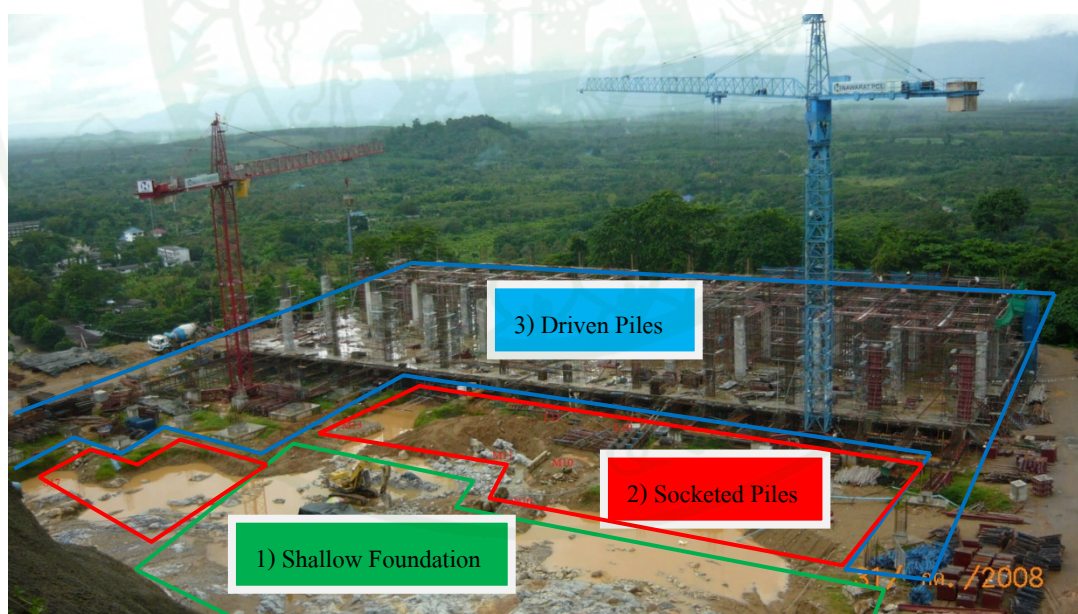
ภาพที่ 1 ฐานรากตื้นวางบนชั้นหิน (Shallow Foundation on Rock)



ภาพที่ 2 เสาเข็มเจาะในหิน (Socketed Pile in Rock)



ภาพที่ 3 เสาเข็มตอกหยั่งบนชั้นหิน (Driven Piles on Rock)



ภาพที่ 4 พื้นที่ก่อสร้างฐานรากแบบต่างๆ (1) ฐานรากตื้น (2) ฐานรากเสาเข็มเจาะในหิน (3) เสาเข็มตอก

วัตถุประสงค์

1. เพื่อศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการทรุดตัวของฐานรากหลากหลายประเภทที่วางตัวบนชั้นหิน โดยใช้หลักการของ Winkler (1867)
2. เพื่อศึกษาตัวแปรที่มีผลต่อสัมประสิทธิ์ของสปริง (Modulus of Subgrad Reaction) เพื่อใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของฐานราก
3. เพื่อศึกษาการทรุดตัวที่แตกต่างของฐานรากอาคารภายใต้แบบจำลองของสปริง

ขอบเขตการศึกษา

1. งานศึกษาอาศัยข้อมูลจากโครงการก่อสร้างเจดีย์บูรพาวิสุทธิวิทยาประชาสามัคคี วัดเขาสุทิม จังหวัดจันทบุรี เพื่อรวบรวมข้อมูลพื้นฐานที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการและข้อมูลจากการทดสอบในสนาม
2. ศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของอาคารขนาดใหญ่โดยติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวที่กึ่งกลางค่อม
3. วิเคราะห์การทรุดตัว ด้วยวิธี Finite Element Method จำลอง Model และใช้ตัวแปรค่า K-Spring ในช่วง Elastic เท่านั้น
4. การศึกษาการทรุดตัวจะพิจารณาในช่วงกำลังรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานเท่านั้น

การตรวจเอกสาร

ปัญหาการทรุดตัวของฐานรากหลายชนิดที่อยู่รวมอาคารเดียวกัน

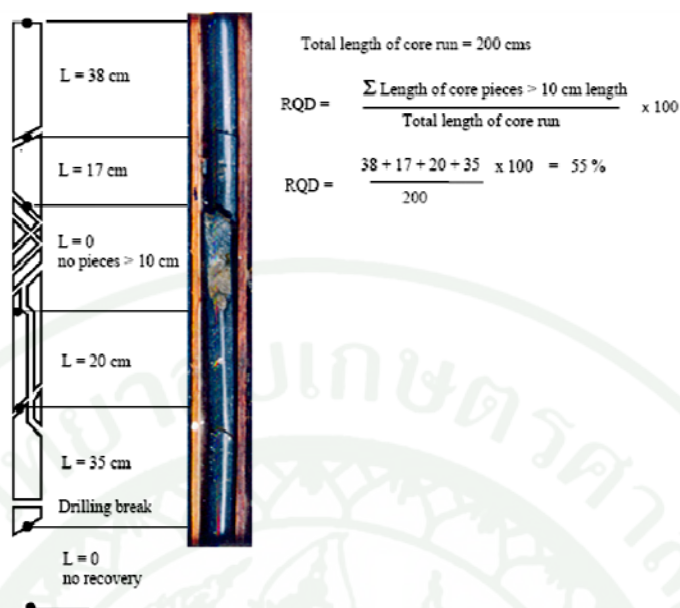
การทรุดตัวเกิดจากการผสมผสานกันระหว่างฐานรากตื้นและฐานรากเสาเข็ม จะทำให้เกิดการทรุดตัวที่ส่งผลให้อาคารเกิดการบิดเบี้ยว (Shear Deformation) รวมทั้งผลต่อเสถียรภาพและความมั่นคงของอาคาร ทั้งนี้การทรุดตัวดังกล่าวเกิดจากหินฐานรากได้รับแรงกระทำทั้งจากน้ำหนักตัวอาคารและดินที่ถมกลับ รวมทั้งแรงจากภายนอกต่างๆ

ดังนั้นการศึกษานี้จึงมุ่งเน้นไปเพื่อศึกษาการหาค่าตัวแปรที่ทดสอบได้ในสนามและในห้องปฏิบัติการ ดังเช่นการเจาะสำรวจในสนาม เพื่อนำตัวอย่างหินไปทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อทดสอบหาค่า Deformation Modulus และกำลังของหิน Compressive Strength รวมทั้งการหาค่า Deformation Modulus โดยใช้ Schmidt Hammer หรือหาค่า K-Spring จากข้อมูลทดสอบ Static pile load test และ Dynamic pile load test ในสนาม

ด้วยข้อจำกัดในการทดสอบหาค่าคุณสมบัติ Deformation Modulus ของหินในสนาม USACE (1994) ได้กล่าวถึง การศึกษาคุณสมบัติการเทียบเคียง โดยวิธีเชิงประสบการณ์ ร่วมกับการสำรวจสภาพธรณีวิทยา เพื่อประเมินค่า Deformation Modulus ในสนาม ซึ่งมีวิธีการดังนี้

1. การเทียบเคียงจากค่า RQD (Rock Quality Designation)

คือค่าดัชนีที่บอกความสมบูรณ์ของ Rock Mass จากตัวอย่างที่เจาะสำรวจในสนาม ซึ่งมีค่าเท่ากับ ผลรวมของความยาวตัวอย่างหินจากการเจาะสำรวจที่มากกว่า 10 cm. หรือ 4 in ต่อความยาวทั้งหมด โดย Deere (1967) ดังแสดงในภาพที่ 5



ภาพที่ 5 การคำนวณค่า RQD (Rock Quality Designation)

ที่มา: จูติพร (2548)

ต่อมาได้มีการศึกษาเพื่อใช้ทฤษฎีเชิงประสบการณ์เทียบเคียงค่า RQD กับ Deformation Modulus โดย Deere *et al.* (1969) เสนอวิธีค่าเทียบเคียงเชิงประสบการณ์ เพื่อประมาณค่า Deformation Modulus ของมวลหิน โดยใช้ความสัมพันธ์กับค่า RQD ซึ่งต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 60 เปอร์เซนต์ โดยสมการ

$$E_d = [(0.0231) (RQD) - 1.32] E_{150} \quad (1)$$

เมื่อ E_d = ค่า Deformation Modulus ของมวลหิน

RQD = Rock Quality Designation, %

E_{150} = ค่าโมดูลัสช่วงเส้นตรงที่ 50% ของ Unconfined Compressive Strength

2. การเทียบเคียงจากค่า RQD

ที่เสนอโดย Bieniawski (1984) ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างค่า RQD และผลการทดสอบ Intact Rock โดยพิจารณาในหินที่มีค่า RQD มากกว่า 60 เปอร์เซ็นต์

$$\frac{E_r}{E_l} = (0.027) (RQD) - 1.667 \quad (2)$$

เมื่อ E_m = ค่า Modulus of Deformation ของมวลหิน
 RQD = Rock Quality Designation, %
 E_l = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นช่วงเส้นตรง

3. การเทียบเคียงจากค่า RMR

จากการศึกษาของ Serafim and Pereira (1983) เสนอวิธีการประมาณค่าเทียบเคียงระหว่างค่า Modulus of Deformation กับการจำแนกหินระบบ RMR โดยวิธีนี้พิจารณาตามการทดสอบจาก Plate Bearing Tests ซึ่งทดสอบในมวลหิน ซึ่งค่า RMR อยู่ในช่วง 25 ถึง 85

$$E_d = 10 \frac{RMR - 10}{40} \quad (3)$$

เมื่อ E_d = ค่า Modulus of Deformation (GPa)
 RMR = Rock Mass Rating value

4. การเทียบเคียงจากระบบ Q (Rock Mass Quality Value, Q)

วิธีการนี้ Barton (1983) เสนอค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่า Deformation Modulus และค่า Q ดังนี้

$$E_d (\text{mean}) = 25 \log Q \quad (4)$$

$$E_d (\text{min.}) = 10 \log Q \quad (5)$$

$$E_d (\text{max.}) = 40 \log Q \quad (6)$$

เมื่อ $E_d (\text{mean}) =$ ค่า Deformation Modulus เฉลี่ยจากสนาม (GPa)

$E_d (\text{min.}) =$ ค่า Deformation Modulus ต่ำสุดในสนาม (GPa)

$E_d (\text{max.}) =$ ค่า Deformation Modulus สูงสุดในสนาม (GPa)

$Q =$ Rock Mass Quality Value

5. Modulus ของหิน (Rock Modulus)

5.1 Modulus ของหินคงสภาพ (Intact Rock Modulus)

การออกแบบบางกรณี มีความจำเป็นต้องประเมินค่า Modulus ของหินตัวอย่าง (Rock Core) หรือของมวลหิน (Rock Mass) โดยค่า Modulus ของหินตัวอย่างคงสภาพ (Intact Rock Modulus; E_R) จะได้จากการทดสอบค่า Uniaxial Compressive Strength ตามมาตรฐาน ASTM (2004a) D3148-02 กับตัวอย่างซึ่งได้จากการเจาะเก็บตัวอย่างโดย Diamond Core Barrel พฤติกรรม หน่วยแรง-ความเครียดสำหรับ Intact Rock จากการทดสอบ Uniaxial Compressive Strength ดังแสดงตัวอย่างในภาพที่ 6 ค่า Axial Strain และ Diameter Strain วัดโดยใช้เครื่องมือซึ่งมีความละเอียดสูง โดยทั่วไปใช้ Direct Bond Strain Gages ซึ่งแสดงผลการวัดเป็นค่า Microstrain และมีนิยามดังสมการที่ 7

$$\mu\epsilon = \frac{\Delta \text{Original Dimension}}{\text{Original Dimension}} \times 10^{-6} \quad (7)$$

ผลการทดสอบในภาพที่ 6 ได้จากการทดลองกดตัวอย่างจำนวนสองรอบด้วยกัน โดยตัวอย่างเป็นหินไนส์ (Gneissic Rock) ความแข็งแรงสูง จึงแสดงพฤติกรรมแบบอิลาสติกอย่างสมบูรณ์ ไม่มีลักษณะของ Hysteresis และไม่มีการเสียรูปแบบถาวรในการทดสอบนี้

เมื่อพิจารณาส่วนของกราฟซึ่งเป็นเส้นตรงของ ภาพที่ 6 จะได้ค่า Young's Modulus และค่า Poisson's Ratio ดังแสดงในสมการที่ 8 และ สมการที่ 9 (Wyllie, 1999)

$$\text{Young's Modulus} = \text{Vertical Stress} / \text{Vertical Strain} \quad (8)$$

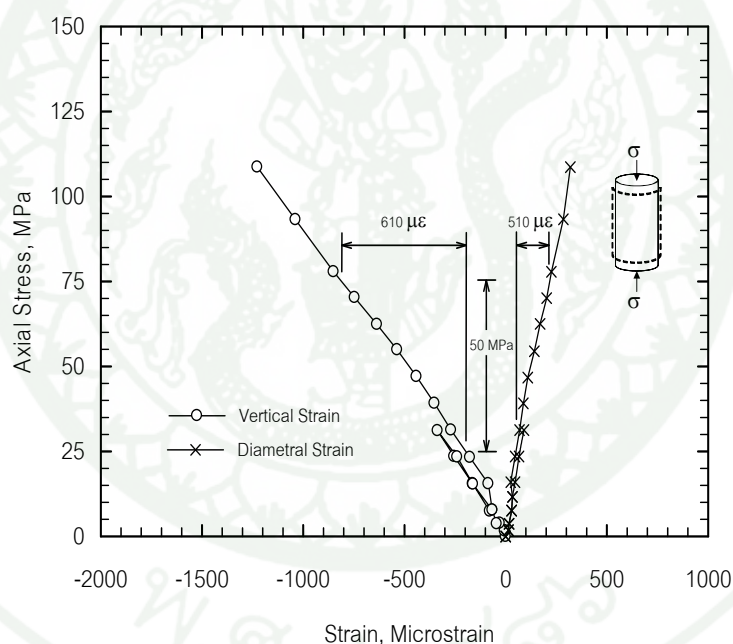
$$= 50 \text{ MPa} / 610 \mu\epsilon$$

$$= 82 \text{ GPa}$$

$$\text{Poisson's ratio} = \text{Diametral Strain} / \text{Vertical Strain} \quad (9)$$

$$= 150 \mu\epsilon / 610 \mu\epsilon$$

$$= 0.25$$



ภาพที่ 6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain และ Diameter Strain ของการทดสอบ Uniaxial Compressive Strength

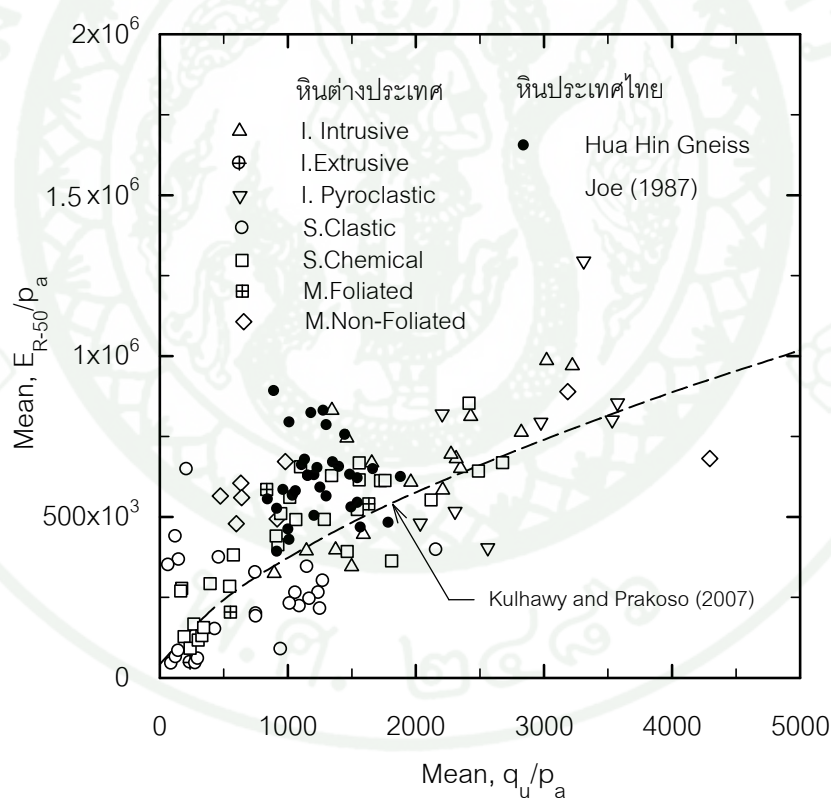
ที่มา: Wyllie (1999)

โดยทั่วไปค่า Intact Rock Young's Modulus มักจะคำนวณเป็นลักษณะ Tangent Modulus ที่ 50% ของค่า q_u (E_{R-50}) ภาพที่ 7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง E_{R-50} และ q_u หาด้วยความ

ดันบรรยากาศ p_a (โดย p_a มีค่าประมาณ 100 kPa ~ 1 ksc) สำหรับหินชนิดต่างๆ Kulhawy and Prakoso (2001) แนะนำสมการที่ 10 จะเห็นได้ว่าสมการจะคล้ายคลึงกับความสัมพันธ์ของคอนกรีต และค่า E_{R-50}/q_u จะแปรผันจากประมาณ 500 ที่ค่า q_u ต่ำ ไปถึงค่าประมาณ 200 ที่ค่ากำลังสูงๆ

$$(E_{R-50} / p_a) = 5280(q_u / p_a)^{0.62} \quad (10)$$

ความสัมพันธ์ของ Schmidt Hammer Rebound Hardness (R) กับ E_R มีนักวิจัยได้ศึกษาอย่างกว้างขวางไม่น้อยไปกว่า q_u กับ E_{R-50} ดังเช่น Aydin and Basu (2005) เสนอความสัมพันธ์ของ R_L และ R_N กับ E_R ดังภาพที่ 8 ในส่วนของความสัมพันธ์ที่มีนักวิจัยทำการศึกษาในอดีตถึงปัจจุบันได้รวบรวมไว้ในตารางที่ 1



ภาพที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่าง E_{R-50} และ q_u

ที่มา: Kulhawy and Prakoso (2007)

สำหรับอิทธิพลจากการผุพังของหิน ดังภาพที่ 9 แสดงอัตราส่วนระหว่างคุณสมบัติของหินที่ระดับต่างๆ ต่อคุณสมบัติของหินสด (Unweathered) อนึ่งจะเห็นได้ว่าการแบ่งระดับการผุพัง อาจขึ้นกับวิศวกรแต่ละท่าน นอกจากนั้นฐานข้อมูลที่แสดงในภาพที่ 9 จะมาจากหินอัคนีชนิด Intrusive เป็นส่วนใหญ่ ตามด้วยหินอัคนี Extrusive และหินชั้นพวก Sedimentary Clastic อย่างไรก็ตาม Kulhawy and Prakoso (2001) ได้เสนอว่าชนิดของหินจะไม่มีอิทธิพลต่อเส้นแนวโน้มในภาพที่ 7 มากนัก

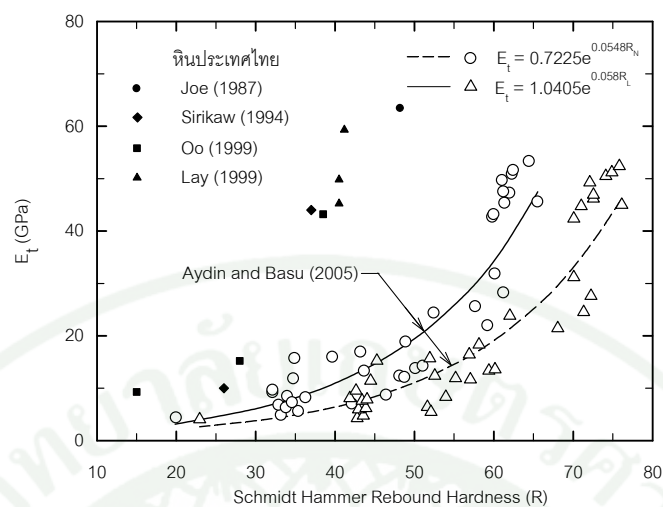
ตารางที่ 1 ความสัมพันธ์ของ Schmidt Hammer Rebound Hardness กับ Tangent Young's Modulus

ผู้วิจัย	ชนิดของหิน	สมการ
Deere and Miller (1966)	Various	$E_t = 0.19R_L \rho^2 - 7.87$
Aufmuth (1973)	Various	$E_t = 4911.84(\rho \cdot R_L)^{1.06}$
Dearman and Irfan (1978)	Granite (Grade I – IV)	$E_t = 1.89R_L - 60.55$
Beverly <i>et al.</i> (1979)	Various	$E_t = 0.19R_L \rho^2 - 12.71$
Sachpazis (1990)	Carbonates	$E_t = 1.94R_L - 33.93$
Xu <i>et al.</i> (1990)	Mica-schist	$E_t = 1.77 \exp(0.07R_L)$
	Prasinite	$E_t = 2.71 \exp(0.04R_L)$
	Serpentinite	$E_t = 2.57 \exp(0.03R_L)$
	Gabro	$E_t = 1.75 \exp(0.05R_L)$
	Mudstone	$E_t = 0.07 \exp(0.31\rho R_L)$
Katz <i>et al.</i> (2000)	Limestone, Sandstone, Syenite, Granite	$E_t = 0.00013(R_N)^{3.09}$
Yilmaz and Sendir (2002)	Gypsum	$E_t = 3.15 \exp(0.05R_L)$
Aydin and Basu (2005)	Granite (Grade I – IV)	$E_t = 1.04 \exp(0.06R_L)$
		$E_t = 0.72 \exp(0.05R_N)$

หมายเหตุ E_t มีหน่วยเป็น Gpa

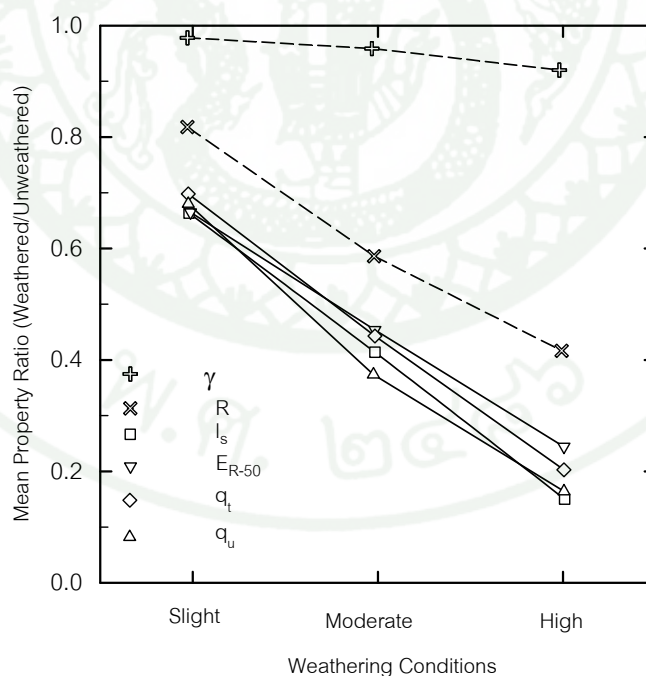
R_L, R_N คือ ค่า Rebound ของ Schmidt Hammer ชนิด L และ N

ρ คือ ความหนาแน่นของหิน (gm/cm^3)



ภาพที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Tangent Young's Modulus กับค่า Schmidt Hammer Rebound Hardness

ที่มา: Aydin and Basu (2005)



ภาพที่ 9 อิทธิพลจากระดับการผุพัง ต่อคุณสมบัติของหิน

ที่มา: Kulhawy and Prakoso (2001, 2003)

ในตารางที่ 2 แสดงค่า Young's Modulus และค่า Poisson's Ratio จากผลทดสอบกำลังรับแรงอัดแกนเดียวของหินหลายๆ ชนิดในต่างประเทศซึ่งรวบรวมโดย Lama and Vutukuri (1978a, b) และหินประเทศไทย (Joe, 1987; Sirikaw, 1994; Lay, 1999; Oo, 1999; Zan, 2001 และ รัฐพล, 2549) พบว่าค่า Young's Modulus สำหรับ Intact Rock มีค่าสูงกว่าดินอย่างมาก โดยจะมีค่าอยู่ในช่วง 0.1 ถึง 100 GPa และขึ้นอยู่กับหินแต่ละชนิด สำหรับค่า Poisson's Ratio จะอยู่ในช่วง 0.25 ถึง 0.4 ซึ่งขึ้นอยู่กับหินแต่ละชนิดเช่นกัน โดยทั่วไปแล้วการทรุดตัวของฐานรากหินจะถูกควบคุมด้วยค่า Rock Mass Modulus และไม่ขึ้นกับค่า Intact Rock Modulus แต่อย่างไรก็ตาม วิศวกรสามารถประมาณค่า Rock Mass Modulus สำหรับการออกแบบได้โดยใช้วิธีการปรับลดค่า Intact Rock Modulus ดังจะได้กล่าวต่อไป

ตารางที่ 2 Young's Modulus และ Poisson's Ratio สำหรับ Intact Rock

ชนิดหิน	Young's Modulus (GPa)	Poisson's Ratio	ผู้วิจัย
Andesite, Nevada	37.00	0.23	Brandon (1974)
Argillite, Alaska	68.00	0.22	Brandon (1974)
Basalt, Brazil	61.00	0.19	Ruiz (1966)
Chalk, USA	2.80	-	Underwood (1961)
Chert, Canada	95.20	0.22	Herget (1973)
Claystone, Canada	-	0.26	Brandon (1974)
Coal, USA	3.45	0.42	Ko and Gerstle (1976)
Daibase, Michigan	68.90	0.25	Wuerker (1956)
Dolomite, USA	51.70	0.29	Haimson and Fairhurst (1970)
Gneiss, Brazil	79.90	0.24	Ruiz (1966)
Granite, California	58.60	0.26	Michalopoulos and Triandafilidis (1976)
Limestone, USSR	53.90	0.32	Belikov (1967)
Salt, Ohio	28.50	0.22	Sellers (1970)
Sandstone, Germany	29.90	0.31	Van der Vlis (1970)
Shale, Japan	21.90	0.38	Kitahara et al. (1974)

ตารางที่ 2 (ต่อ)

ชนิดหิน	Young's Modulus (GPa)	Poisson's Ratio	ผู้วิจัย
Siltstone, Michigan	53.00	0.09	Parker and Scott (1964)
Tuff, Nevada	3.45	0.24	Cording (1967)
Gneiss, อ.หัวหิน	64.63	0.23	Joe (1987)
จ.ประจวบคีรีขันธ์			
Fine Grained Sandstone, เขื่อนลำนางรอง	28.00	0.15	Sirikaw (1994)
Sandy Siltstone, เขื่อนลำนางรอง	10.00	0.25	Sirikaw (1994)
Coarse Grained Sandstone, เขื่อนลำนางรอง	44.00	0.17	Sirikaw (1994)
Muddy Siltstone, เขื่อนลำนางรอง	7.00	0.32	Sirikaw (1994)
Gneiss, เขื่อนแม่ขาน	59.31	0.20	Lay (1999)
Biotite Gneiss, เขื่อนแม่ขาน	49.80	0.19	Lay (1999)
Granite Gneiss, เขื่อนแม่ขาน	45.21	0.19	Lay (1999)
Sandstone, เขื่อนแควน้อย	43.20	0.23	Oo (1999)
Siltstone, เขื่อนแควน้อย	15.20	0.25	Oo (1999)
Mudstone, เขื่อนแควน้อย	9.30	0.35	Oo (1999)
Agglomerate, เขื่อนคลองมะเดื่อ	54.41	0.24	Zan (2001)
Andesite, เขื่อนคลองมะเดื่อ	44.38	0.30	Zan (2001)
Lapili Tuff, เขื่อนคลองมะเดื่อ	32.68	0.22	Zan (2001)
Rhyolite, เขื่อนคลองมะเดื่อ	47.26	0.24	Zan (2001)
Tuff, เขื่อนคลองมะเดื่อ	62.84	0.22	Zan (2001)
Basalt, บุรีรัมย์	33.20	-	รัฐพล (2549)
Granite, ตาก	32.40	-	รัฐพล (2549)
Marble, สระบุรี	21.30	-	รัฐพล (2549)
Marble, ลพบุรี	28.70	-	รัฐพล (2549)

ตารางที่ 2 (ต่อ)

ชนิดหิน	Young's Modulus (GPa)	Poisson's Ratio	ผู้วิจัย
Sandstone, ภูกระดึง	12.20	-	รัฐพล (2549)
Sandstone, ภูพาน	18.40	-	รัฐพล (2549)
Sandstone, เขาพระวิหาร	13.90	-	รัฐพล (2549)
Sandstone, เสาขัว	11.50	-	รัฐพล (2549)

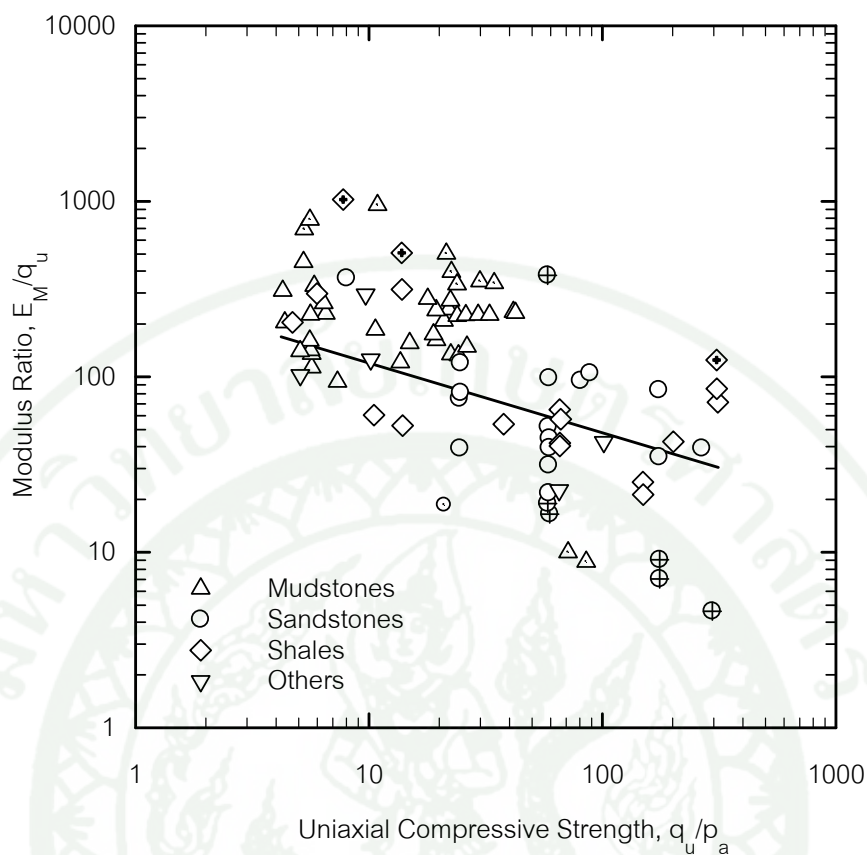
5.2 ค่า Modulus ของมวลหิน (Rock Mass Modulus)

วิธีประเมินค่า Rock Mass Modulus สามารถประเมินทั้งทางตรงและทางอ้อม ซึ่งทางตรงใช้สำหรับงานที่มีความสำคัญสูงเช่น งานเขื่อนและอุโมงค์ มีความจำเป็นต้องมีการทดสอบในที่โดยตรง วิธีดังกล่าว ได้แก่ Borehole Dilatometer และ Borehole Jack สำหรับการทดสอบในภาคสนามโดยมากจะก่อให้เกิดการรบกวนมวลหินอยู่เสมอ โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อต้องมีการระเบิดหินเพื่อเตรียมพื้นที่ทดสอบ และการขุดเปิดฐานรากก็ก่อให้เกิดการรบกวนได้เช่นกัน การแปลผลการทดสอบจึงต้องมีการพิจารณาถึงการรบกวนโครงสร้างมวลหินระหว่างการทดสอบเปรียบเทียบกับสภาพของมวลหินจริงๆ เมื่อเกิดการก่อสร้างด้วย สำหรับการแปลผลการทดสอบโดยตรงของ Rock Mass Modulus อาจจะไม่มีความสำคัญต่องานวิศวกรรมทางต่างๆ ไป มากนักจึงจะไม่กล่าวในรายละเอียด ณ ที่นี้

Kulhawy and Prakoso (2001) ได้นำเสนอข้อมูลในภาพที่ 10 ในการพัฒนาเป็นสมการที่ 11 เพื่อใช้ประมาณค่า Rock Mass Modulus (E_M) สำหรับงานวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของฐานรากโดยใช้ค่า Uniaxial Compressive Strength (q_u) ของ Intact Rock ในการประมาณค่า

$$\log_{10} (E_M / p_a) = 2.73 - 0.49 \log_{10} (q_u / p_a) \quad (11)$$

สำหรับวิธีการประเมินทางอ้อมได้แก่วิธี RMR, RQD และ Q-System สามารถใช้ได้กับฐานรากบนหินทั่วไป ลาดหิน และอุโมงค์ ดังนั้นในที่นี้จะขอก้าวเพียงวิธีประเมินทางอ้อมเพื่อใช้กับงานทางดังแสดงรายละเอียดต่อไปนี้



ภาพที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่าง Modulus Ratio และ Uniaxial Compressive Strength

ที่มา: Kulhawy and Prakoso (2007)

5.3 การประเมินโดยวิธี RQD

เป็นอีกวิธีทางอ้อมสำหรับการประเมินค่า Rock Mass Modulus ซึ่งพัฒนาขึ้นโดย Carter and Kulhawy (1988) และเป็นที่นิยมใช้ในทางปฏิบัติสำหรับการประมาณค่าในสนามเบื้องต้น วิธีนี้จะประเมินค่า Rock Mass Modulus โดยใช้ค่า RQD, Intact Rock Modulus (E_R) และลักษณะรอยแตกของหินว่ามีลักษณะปิดหรือเปิด (Closed Joints หรือ Open Joints) ดังแสดงในตารางที่ 3

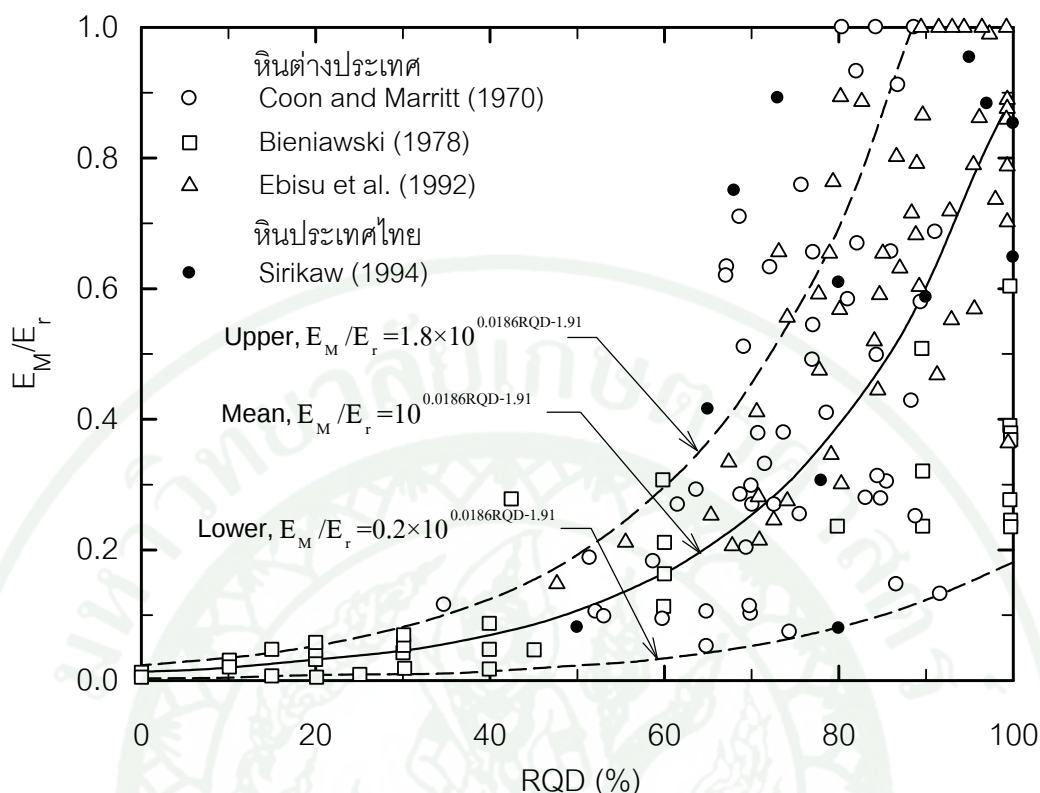
สำหรับค่า RQD ที่อยู่ระหว่างกลางค่าที่แสดงในตารางที่ 3 จะสามารถใช้วิธีประมาณแบบสมการเส้นตรง ในการประมาณค่า E_M/E_R ได้ และพบว่าการประมาณค่า E_M ได้นั้น จำเป็นต้องทราบหรือสามารถประมาณค่า E_R ได้เสียก่อน

Zhang and Einstein (2000) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง E_M/E_R กับค่า RQD โดยแบ่งเป็นขอบเขตบน, ขอบเขตล่าง และค่าเฉลี่ย ดังแสดงในภาพที่ 11

ตารางที่ 3 การประมาณค่า Rock Mass Modulus จากค่า RQD

RQD (%)	E_M / E_R	
	รอยแตกปิด	รอยแตกเปิด
100	1.00	0.60
70	0.70	0.10
50	0.15	0.10
20	0.05	0.05

ที่มา: Carter and Kulhawy (1988)



ภาพที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่าง E_M/E_r และ Rock Quality Designation

ที่มา: Barton (1980); Zhang and Einstein (2000)

5.4 การประเมินโดยวิธี Rock Mass Rating

เนื่องจากค่า Modulus มวลหินขึ้นอยู่กับขนาดของตัวอย่างที่ทดสอบ ดังนั้นการประมาณค่า Modulus ของมวลหินจากการทดสอบหินตัวอย่าง ซึ่งมีขนาดใหญ่ในห้องปฏิบัติการจึงทำได้ยากหรือแทบเป็นไปไม่ได้ ทั้งนี้ Bieniawski (1978) จึงได้เสนอวิธีการประเมิน Rock Mass Modulus โดยใช้ค่า Rock Mass Rating (RMR) วิธีนี้มีข้อดีที่ค่า RMR สามารถคำนวณจากพารามิเตอร์ที่วัดได้ง่าย ซึ่งเห็นได้ชัดเจนว่า การวางตัวของความไม่ต่อเนื่อง (Discontinuity Orientation) จะส่งผลโดยตรงต่อค่า Rock Mass Modulus ยกตัวอย่างเช่น กรณีที่มีความไม่ต่อเนื่องชนิด Gouge-Filled Joint ซึ่งจะมีดินแทรกอยู่ในรอยแตก ถ้ารอยแตกวางตัวในแนวตั้งฉากกับน้ำหนักระทำ จะส่งผลให้รอยแตกยุบตัวลงเมื่อรับน้ำหนัก แต่สำหรับกรณีของลาดหิน การวางตัวของรอยแตกในแนวนานกับน้ำหนักระทำจะส่งผลเสียต่อเสถียรภาพของลาดหิน

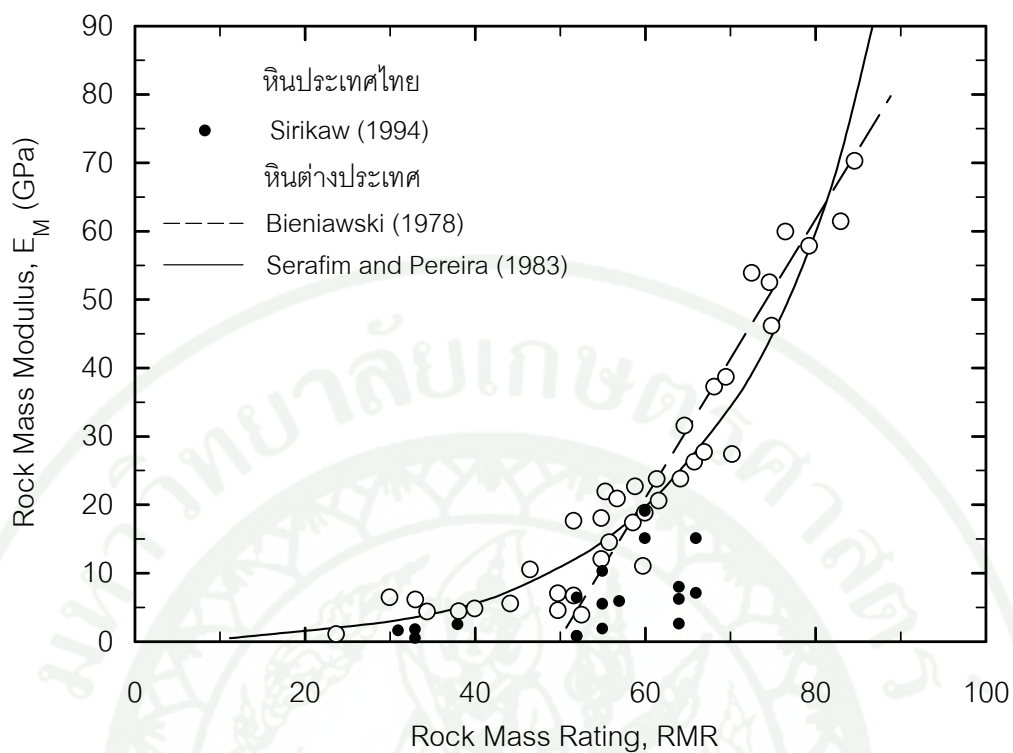
ความสัมพันธ์ระหว่าง RMR และ Rock Mass Modulus (E_M) ได้แสดงไว้ในภาพที่ 12 โดยอ้างอิงจากฐานข้อมูลการทดสอบ Bieniawski (1978) ซึ่งได้เสนอความสัมพันธ์สำหรับประเมินค่า Rock Mass Modulus สำหรับกรณีที่ $RMR > 50$ ไว้ดังสมการที่ 12

$$E_M = 2RMR - 100 \quad (\text{GPa}) \quad (12)$$

Serafim and Pereira (1983) ได้รวบรวมเพิ่มเติมข้อมูลการทดสอบและเสนอความสัมพันธ์สำหรับกรณีที่ RMR มีค่าอยู่ในช่วง 20 - 85 ดังสมการที่ 13

$$E_M = 10^{(RMR-10)/40} \quad (\text{GPa}) \quad (13)$$

สำหรับ Rock Mass ที่มีค่า RMR มากกว่า 80 (หินคุณภาพดีมาก จากเกณฑ์จำแนกหินแบบ RMR) จะต้องประเมินค่า E_M จากสมการที่ 13 และเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จากตัวอย่าง Intact Rock ตามมาตรฐาน ASTM D3148-02 และเลือกใช้ค่า E_M ที่ต่ำกว่า สำหรับการออกแบบ

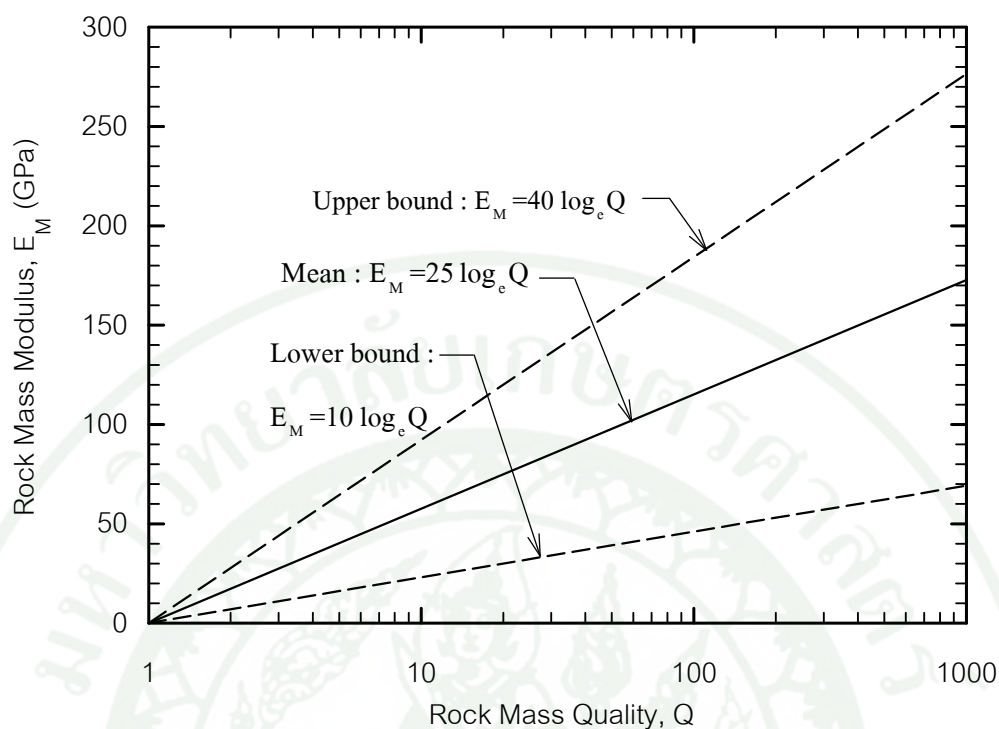


ภาพที่ 12 ความสัมพันธ์ระหว่าง Rock Mass Modulus และ Rock Mass Rating

ที่มา: Bieniawski (1978); Serafim and Pereira (1983)

5.5 การประเมินโดยวิธี Q-System

Barton *et al.* (1980) เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง Modulus ของมวลหิน กับค่า Q โดยแบ่งเป็นขอบเขตบน ขอบเขตล่าง และค่าเฉลี่ย ดังแสดงในภาพที่ 13



ภาพที่ 13 ความสัมพันธ์ระหว่าง Rock Mass Modulus และ Rock Mass Quality

ที่มา: Barton (1980)

5.6 การเลือกค่า Modulus ของหินสำหรับการออกแบบ

งานวิศวกรรมทางนั้นโดยมากจะใช้วิธีประเมินค่า Rock Mass Modulus โดยวิธีทางอ้อม เช่น RMR หรือ RQD แต่สำหรับวิธีการทดสอบในภาคสนามนั้นจะเหมาะสมเฉพาะงานเขื่อนหรือสะพานขนาดใหญ่ซึ่งมีความสำคัญมากเท่านั้น อย่างไรก็ตาม ในกรณีที่มีการวิเคราะห์ออกแบบโดยใช้ Modulus จากวิธีทางอ้อมทำนายค่าการทรุดตัวแล้วได้สูงเกินกว่าค่าที่ยอมรับ ทำให้จะต้องมีความจำเป็นทดสอบค่า Modulus ในสนามเพื่อตรวจสอบผลอีกครั้ง ข้อพิจารณาที่สำคัญที่สุดในการวิเคราะห์และออกแบบ คือจะต้องเลือกใช้ค่า Rock Mass Modulus และไม่ใช่ค่า Intact Rock Modulus

สำหรับฐานรากคั้น จะต้องประเมินค่า Rock Mass Modulus ลงไปถึงความลึกสองเท่าของความกว้างของฐานราก ซึ่งสามารถทำได้โดยทดสอบหา Intact Rock Modulus จากการทดสอบ Uniaxial Compression กับหินตัวอย่างสภาพดีที่มีความลึกต่างๆ แล้วจึงใช้ตารางที่ 3 ในการประเมินหา Rock Mass Modulus

6. การประมาณค่าคุณสมบัติelasติกของคอนกรีตบดอัด

Hansen and Reinharot (1991) กล่าวว่า ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตปกติ ซึ่งสามารถเทียบเคียงได้กับคอนกรีตบดอัด ที่มีความหนาแน่นใกล้เคียงกันมีความสัมพันธ์กับหน่วยน้ำหนัก และค่า Compressive Strength สามารถหาได้จากสมการ

$$E = 33W^{3/2}\sqrt{fc'} \quad (14)$$

เมื่อ	E	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตปกติ
	W	=	หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต, pcf
	fc'	=	ค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีต, psi

7. การทดสอบกำลังอัดของหินด้วย Schmidt Hammer

Schmidt Hammer เป็นอุปกรณ์ทดสอบความแข็งของวัสดุ โดยการยิง Schmidt Hammer กระแทกต่อวัสดุ เมื่อวัสดุถูกแรงกระทำวัสดุจะสะท้อนแรงกลับ วัสดุที่แข็งจะสามารถสะท้อนแรงได้มาก ดังนั้นค่าที่สะท้อนกลับ Schmidt Hammer จะแสดงเป็นค่า Schmidt Hammer Rebound Hardness (R) ในปัจจุบัน Schmidt Hammer มีสองชนิดแยกตามพลังงาน คือชนิด L ให้พลังงาน 0.735 Nm เหมาะสมกับทดสอบตัวอย่าง Core ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางตั้งแต่ 54.7 mm (NX) และชนิด N ให้พลังงาน 2.207 Nm เหมาะสมกับทดสอบตัวอย่าง Core ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางตั้งแต่ 84 mm (T2) ISRM (1978) กำหนดให้ใช้ Schmidt Hammer ชนิด L สำหรับการทดสอบหิน แต่สำหรับ ASTM (2004b) D5873-00 ไม่ได้ระบุชนิดของ Schmidt Hammer ในการทดสอบ Aydin (2008) แนะนำให้ใช้ Schmidt Hammer ทดสอบหินที่มีค่า q_u ตั้งแต่ 20 MPa ถึง 150 MPa

สำหรับความสัมพันธ์ของ Schmidt Hammer Rebound Hardness (R) กับ Uniaxial Compressive Strength (q_u) มีผู้ศึกษาวิจัยจำนวนมาก Kulhawy and Prakoso (2003) และ Prakoso and Kulhawy (2004) เป็นนักวิจัยผู้หนึ่งที่ทำวิจัยแสดงดังภาพที่ 14 (ข้อมูลหินประเทศไทยแสดงด้วยสัญลักษณ์ทึบ) และตารางที่ 4 รวบรวมความสัมพันธ์ที่นักวิจัยทำการศึกษาในอดีตถึงปัจจุบัน

Deere and Miller (1966) ได้นำเสนอภาพที่ 15 สำหรับประมาณค่า q_u ซึ่งมีข้อแตกต่างจากงานวิจัยอื่นๆที่พิจารณาขนาดต่างๆ ของหินที่ถูก Schmidt Hammer กระแทบ แต่ก็ต้องทราบค่าหน่วยน้ำหนักของหินประกอบการประเมิน ภาพที่ 16 Aydin and Basu (2005) แสดงความสัมพันธ์ R_L และ R_N กับ Dry Density (ρ_d) สำหรับประกอบการประเมินค่าเบื้องต้น (ข้อมูลหินประเทศไทยแสดงด้วยสัญลักษณ์ทึบ)

ตารางที่ 4 ความสัมพันธ์ของ Schmidt Hammer Rebound Hardness กับ Uniaxial Compressive Strength

ผู้วิจัย	ชนิดของหิน	สมการ
Deere and Miller (1966)	Various	$q_u = 9.97 \exp(0.02 \rho R_L)$
Aufmuth (1973)	Various	$q_u = 0.33(\rho R_L)^{1.35}$
Dearman and Irfan (1978)	Granite (Grade I – IV)	$q_u = 0.00016(R_L)^{3.47}$
Beverly <i>et al.</i> (1979)	Various	$q_u = 12.74 \exp(0.02 \rho R_L)$
Kidybinski (1980)	Coal, Shale, Siltstone, Sandstone, Mudstone	$q_u = 0.52 \exp(0.05 R + \rho)$
Singh <i>et al.</i> (1983)	Siltstone, Sandstone, Mudstone, Seatearth	$q_u = 2.00 R_L$
Sheorey <i>et al.</i> (1984)	Coal	$q_u = 0.40 R_N - 3.6$
Haramy and DeMarco (1985)	Coal	$q_u = 0.99 R_L - 0.38$
Ghose and Chakraborti (1986)	Coal	$q_u = 0.88 R_L - 12.11$
O' Rourke (1989)	Siltstone, Sandstone, Limestone, Anhydride	$q_u = 4.85 R_L - 76.18$

ตารางที่ 4 (ต่อ)

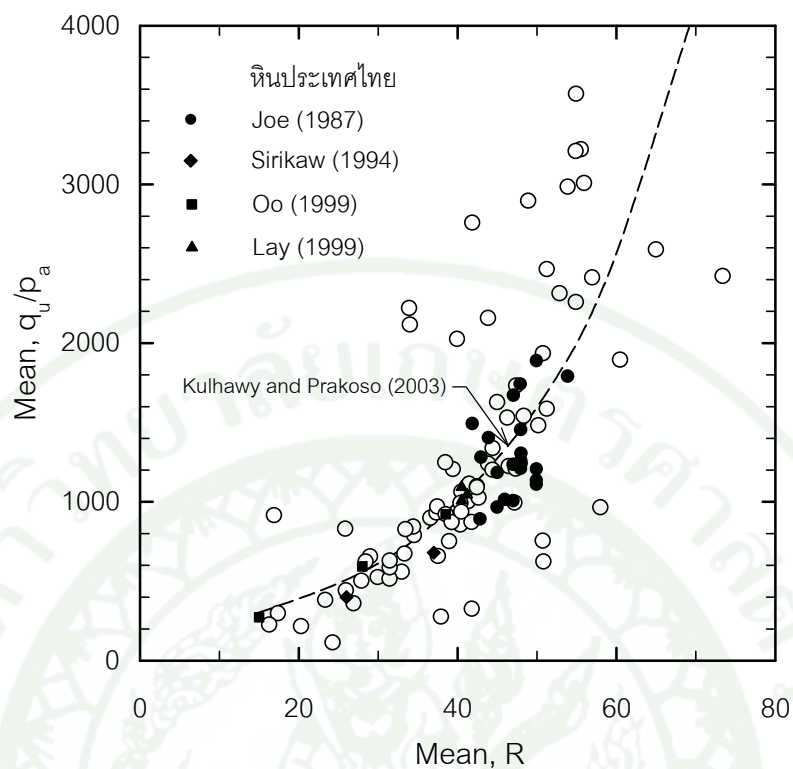
ผู้วิจัย	ชนิดของหิน	สมการ
Cargill and Shakoor (1990)	Sandstone	$q_u = 3.32 \exp(0.04 \rho R_L)$
	Carbonates	$q_u = 18.17 \exp(0.02 \rho R_L)$
Sachpazis (1990)	Carbonates	$q_u = 4.29 R_L - 67.52$
Xu <i>et al.</i> (1990)	Mica-schist	$q_u = 2.98 \exp(0.06 R_L)$
	Prasinite	$q_u = 2.99 \exp(0.06 R_L)$
	Serpentine	$q_u = 2.98 \exp(0.063 R_L)$
	Gabro	$q_u = 3.78 \exp(0.05 R_L)$
	Mudstone	$q_u = 1.26 \exp(0.52 \rho R_L)$
Kahraman (1996)	Various	$q_u = 0.00045 (\rho R_N)^{2.46}$
Gokceoglu (1996)	Marl	$q_u = 0.0001 (R)^{3.27}$
Tugrul and Zarif (1999)	Granite	$q_u = 8.36 R_L - 416$
Katz <i>et al.</i> (2000)	Limestone, Sandstone,	$q_u = 2.21 \exp(0.07 R_N)$
	Syenite, Granite	
Kahraman (2001)	Carbonates	$q_u = 6.97 \exp(0.01 \rho R_N)$
Yilmaz and Sendir (2002)	Gypsum	$q_u = 2.27 \exp(0.06 R_L)$
Yasar and Erdogan (2004)	Carbonates, Sandstone, Basalt	$q_u = 0.000004 (R_L)^{4.29}$
Kulhawy and Prakoso (2003);	Various	$q_u = 14.31 \exp(0.048 R_L)$
Prakoso and Kulhawy (2004)		
Aydin and Basu (2005)	Granite (Grade I – IV)	$q_u = 1.45 \exp(0.07 R_L)$
		$q_u = 0.92 \exp(0.07 R_N)$

หมายเหตุ q_u มีหน่วยเป็น MPa, $p_a = 100$ kPa

R_L, R_N คือ ค่า Rebound ของ Schmidt Hammer ชนิด L และ N

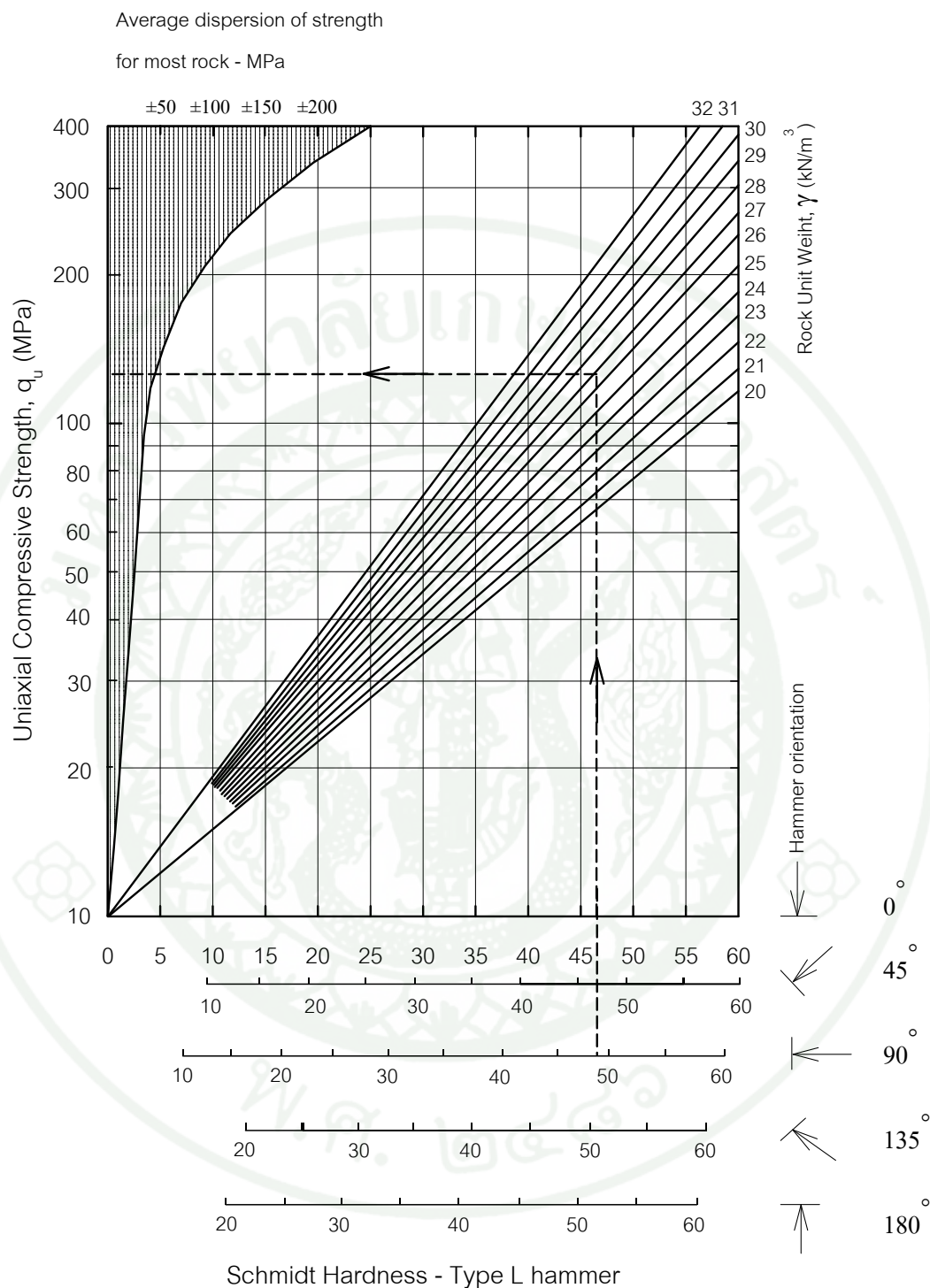
R คือ ค่า Rebound ของ Schmidt Hammer ชนิดที่หาไม่ระบุ

ρ คือ ความหนาแน่นของหิน (gm/cm^3)



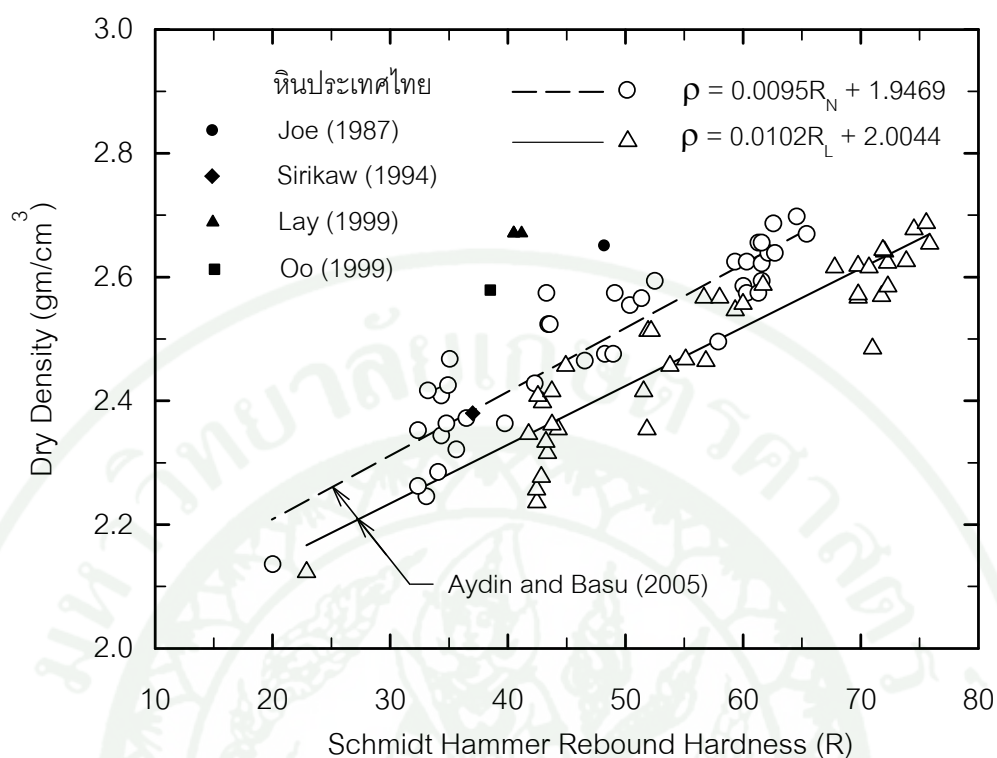
ภาพที่ 14 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Uniaxial Compressive Strength กับค่า Schmidt Hammer Rebound Hardness สำหรับหินตัวอย่างเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 ถึง 58 mm

ที่มา: Kulhawy and Prakoso (2003, 2004)



ภาพที่ 15 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Uniaxial Compressive Strength, หน่วยน้ำหนักของหิน และค่า Schmidt Hammer Rebound Hardness ณ มุมยิงต่างๆ

ที่มา: Deere and Miller (1966)



ภาพที่ 16 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Dry Density กับค่า Schmidt Hammer Rebound Hardness

ที่มา: Aydin and Basu (2005)

และจากการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงอัด และค่าโมดูลัสยืดหยุ่นใน
เงื่อนไขต่างๆ ซึ่งได้รวบรวมและสรุปไว้ในตารางที่ 5

ศุภชัย (2546) ศึกษาค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นเงื่อนไขคอนกรีตบดอัด โดยทดสอบจาก
คอนกรีตบดอัดเงื่อนไขห้าค่า ผลการศึกษาพบว่า ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นมีความสัมพันธ์กับอายุของ
คอนกรีตบดอัด และกำลังรับแรงอัด ซึ่งพบว่า ความสัมพันธ์ของค่าโมดูลัสความยืดหยุ่น และค่า
กำลังรับแรงอัดไม่ปรากฏชัดเจนดัง ภาพที่ 17 จึงใช้ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นเฉลี่ยเท่ากับ 2.68×10^5
ksc

ตารางที่ 5 ค่าคุณสมบัติด้านวิศวกรรมของคอนกรีตอัดแข็งชั้นต่างๆ

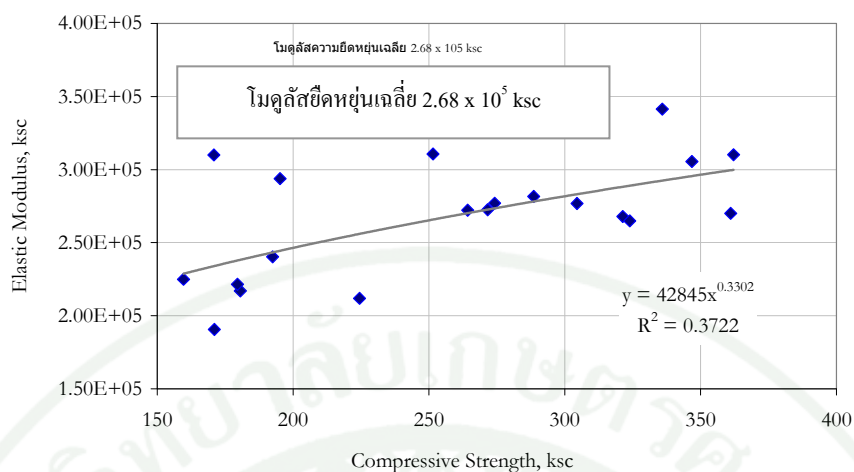
Dam	Mix	Age, days	Compressive strength, ib/in ² (MPa)	E (x 10 ⁶) MPa	Poisson's ratio	Creep coefficient (x 10 ⁻⁶)
Willow Creek	A	7	577 (4.0)	1.2	-	1.97
		28	1172 (8.1)	1.59	0.14	1.09
		90	1730 (11.9)	1.91	0.17	0.52
	B	7	997 (6.9)	2.20		0.48
		28	1845 (12.7)	2.67	0.19	0.34
		90	2649(18.3)	2.78	0.18	
Middle Fork	C	7	1147 (7.9)	2.4	-	0.58
		28	2056 (14.2)	2.91	0.21	0.39
		90	3961 (27.3)	3.25	0.21	0.31
		28	1270 (8.8)	0.98	0.16	
	A	14 mo*	2095 (14.4)	3.23	0.22	
	B	14 mo*	2000(13.8)	3.29		
Upper Stillwater	A	28				0.66
		105	3925 (27.1)	1.96	0.23	
		365	5171 (35.7)	2.07	0.29	0.53

ตารางที่ 5 (ต่อ)

Dam	Mix	Age, days	Compressive strength, lb/in ² (MPa)	E (x 10 ⁶) MPa	Poisson's ratio	Creep coefficient (x 10 ⁻⁶)
Les Olivettes		28	1905 (12.7)			
		90	2130 (14.7)	2.85		
Saco de Nova		7		1.04		2.15
Olinda		28		1.79		1.28
		360		-		0.32

หมายเหตุ *properties form cores extracted from dam-all other properties obtained from 6 x 12 in (152 x 303 mm) cylinders prepared by pneumatic tamping.

ที่มา: Hansen and Reinharot (1991)



ภาพที่ 17 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงอัดและค่าโมดูลัสความยืดหยุ่น

ที่มา: ศุภชัย (2546)

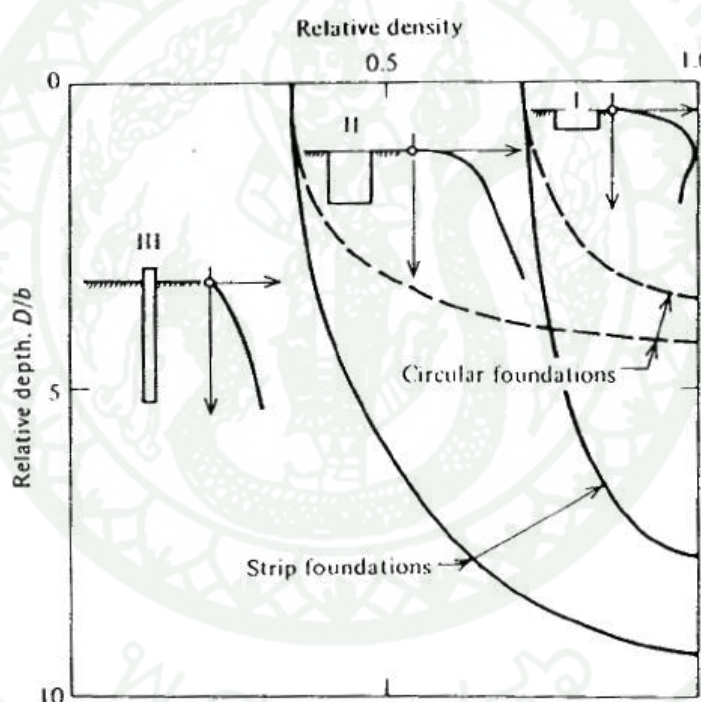
ในการศึกษาการพิบัติของฐานรากเสาเข็มนั้น เราพบว่า รูปแบบของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักรบรรทุกและการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม มีรูปแบบคล้ายคลึงกับกราฟความสัมพันธ์ของน้ำหนักรบรรทุกและการเคลื่อนตัวของฐานรากแผ่ แม้ว่าสัดส่วนความลึกต่อความกว้างของเสาเข็มจะไม่ใช้สัดส่วนที่ใกล้เคียงกับฐานรากแผ่ก็ตาม จึงน่าพิจารณาได้ว่าแนวการเคลื่อนพังของปลายเสาเข็มอาจมีรูปแบบการพิบัติที่ใกล้เคียงกับการพิบัติของฐานรากแผ่ ที่ Vesic (1958) ได้รวบรวมไว้ 3 รูปแบบ ดังนี้

1. General Shear Failure (Caquot, 1943) เป็นฐานรากแผ่บนดินเหนียวแข็งหรือดินทรายแน่นที่จะปรากฏจุดพิบัติเป็นแนวรอยเลื่อนต่อเนื่องกันเป็นผิวการเคลื่อนพังถึงผิวดินชัดเจน

2. Local Shear Failure (Terzaghi, 1943) เป็นฐานรากบนดินเหนียวแข็งปานกลางและดินทรายหลวมปานกลาง จะปรากฏผิวการเคลื่อนพังที่จะสังเกตเห็นแนวแรงต่อเนื่องกันเฉพาะบางส่วนเท่านั้น ไม่ถึงผิวดินซึ่งรูปกราฟความสัมพันธ์ของน้ำหนักรบรรทุก และค่าการทรุดตัวจะไม่ปรากฏจุดพิบัติที่ชัดเจน

3. Punching Shear Failure (De Beer และ Vesic, 1958) เป็นฐานรากบนดินเหนียวอ่อน และทรายหลวม จะมีแรงต้านทานน้อยมาก การเคลื่อนพังจะสังเกตได้ไม่ชัดเจน มีแต่การยุบตัวของดินใต้ฐานรากในแนวตั้งเพียงอย่างเดียว

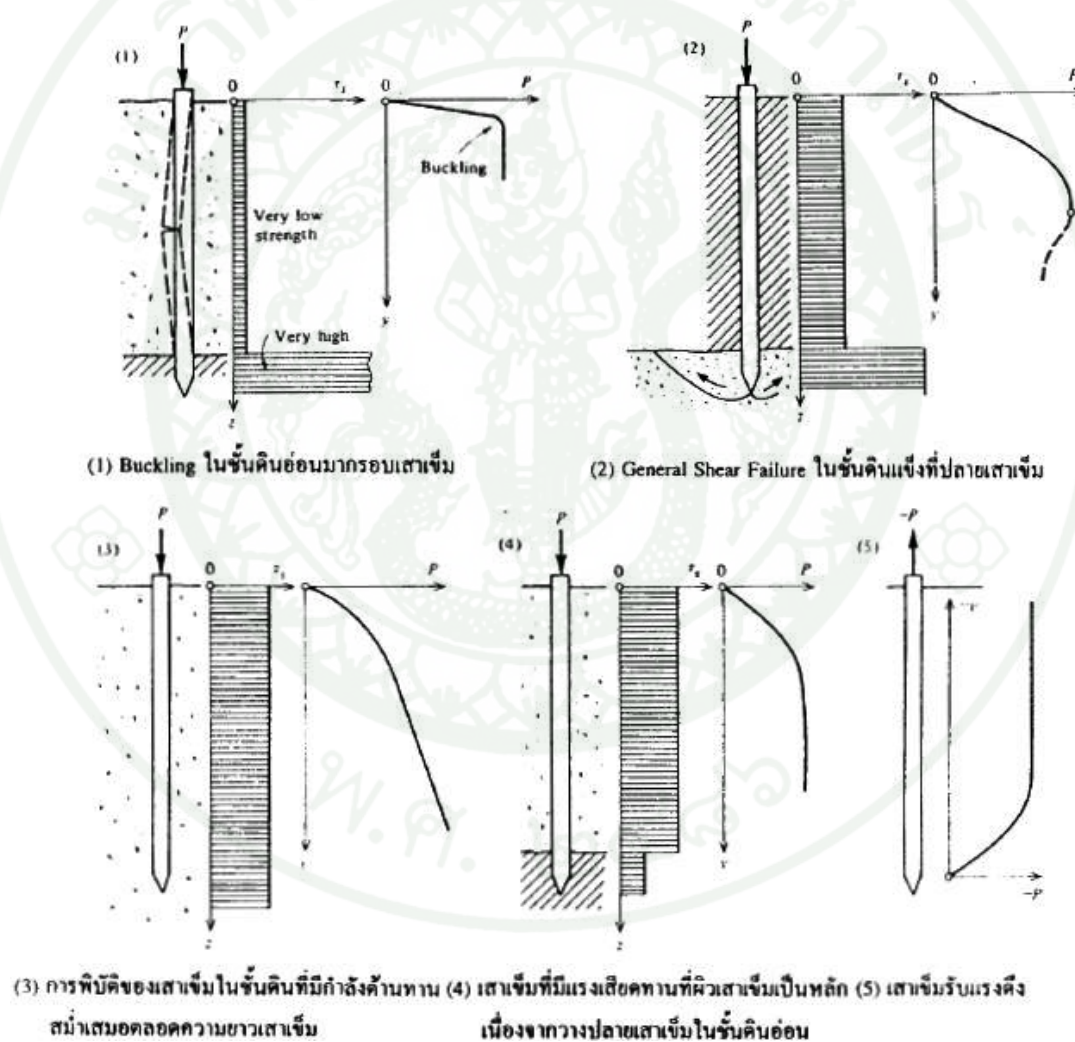
ทั้ง 3 รูปแบบของการพังทลาย แสดงไว้ในภาพที่ 18 แสดงไว้ในกราฟความสัมพันธ์ของความหนาแน่นของดิน และอัตราส่วนของความลึกต่อความยาวของฐานราก สามารถสรุปได้ว่าฐานรากแบบลึก โดยเฉพาะเสาเข็ม ถ้าไม่มีแรงต้านทานของแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม โดยมากจะมีรูปแบบการพังทลายแบบการปักลงของเสาเข็ม (Punching Failure) ด้วยเหตุผลที่กล่าวมานี้จึงตอบได้ว่าทำไมเสาเข็มจึงไม่สามารถหาค่าน้ำหนักบรรทุกที่จุดพังทลายได้อย่างชัดเจน



ภาพที่ 18 รูปแบบการพังทลายของฐานรากแผ่และฐานรากลึก (I) General Shear Failure
(II) Local Shear Failure (III) Punching Shear Failure

ที่มา: Winterkorn and Fang (1975)

ถ้าเราพิจารณารูปแบบกราฟความสัมพันธ์ของน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัวของเสาเข็มจะสังเกตได้ว่ามีความคล้ายคลึงกับรูปแบบความพืดของ Vesic (1958) ในภาพที่ 18 หรืออาจกล่าวได้ว่า รูปแบบการพืดของปลายเสาเข็ม (End Bearing) มีอิทธิพลต่อรูปแบบการพืดของเสาเข็มจากประสบการณ์ การศึกษารูปแบบกราฟความสัมพันธ์ของน้ำหนักบรรทุกกับค่าการทรุดตัวจากการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม สามารถแยกแยะเป็นรูปแบบทั่วไปของพฤติกรรมการรับน้ำหนักตามสภาพปัจจัยโดยรอบของเสาเข็ม ซึ่งมีรูปแบบต่างๆ ดังแสดงในภาพที่ 19 (Tomlinson, 1994)



ภาพที่ 19 รูปแบบการพืดของเสาเข็มตามลักษณะความแข็งแรงของชั้นดิน

ที่มา: Winterkorn and Fang (1975)

8. การออกแบบฐานรากบนหิน

1. Bearing Capacity เมื่อมีแรงกระทำต่อฐานรากต้องมั่นใจว่าไม่เกิดการแตกหักหรือขยายตัวภายในขอบเขตการกระจายแรง

2. การทรุดตัวของฐานรากเป็นผลเนื่องจากพฤติกรรม อีลาสติก และ อินอีลาสติก โดยการตรวจสอบค่าความเครียดเนื่องจากแรงกระทำในหินฐานราก

3. Sliding และ Shear Failure ของมวลหิน (Blocks of Rock Formed) การตัดกันของรอยแยกสามารถเกิดในฐานรากตั้งอยู่บนพื้นที่มีความชันมาก

การประมาณ Bearing Capacity โดยนำข้อมูลสภาพทางธรณีวิทยาร่วมประกอบการพิจารณา

1. รอยแยก, รอยเลื่อน, อัตราการผุพังของหิน
2. ระบายเอียงของการวางตัวหินฐานราก
3. ลักษณะชั้นดิน
4. ธารน้ำใต้ดิน

แสดงความสัมพันธ์ของสมการอิมพีริคัล (Empirical) ระหว่าง Rock Mass Strength – ลักษณะความไม่ต่อเนื่องของมวลหิน

การคำนวณค่า Bearing Capacity ของหิน จำเป็นต้องมีกำลังของหิน เป็นหลักการของ Principal Stresses และเพื่ออธิบายลักษณะรอยแยกในมวลหิน

Bearing Capacity of Fractured Rock

Hoek (1995, 1988) และ Hoek and Brown (1988) อธิบายเกณฑ์กำลังของมวลหิน (Strength Criterion) ความสัมพันธ์ดังกล่าวนำไปออกแบบฐานราก สมการอิมพีริกัล (Empirical) หาจากการ Trial and Error จากการสังเกตพฤติกรรมมวลหิน ศึกษาพฤติกรรมการพังจากการทดสอบ Triaxial ของ Fracture Rock ดังแสดงในสมการ 15

Hoek -Brown Criterion for Jointed Rock Masses (1988)

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m\sigma_{u(r)}\sigma_3 + S\sigma_{u(r)}^2)^{1/2} \quad (15)$$

เมื่อ $\sigma_{u(r)}$ = Uniaxial Compressive Strength of Intact Rock
 σ_1 = Major Principal Stresses
 σ_3 = Minor Principal Stresses
 m, s = Dimensionless Constants

จากสมการที่ 15 สามารถปรับมาเป็นสมการที่ 16 โดยนำค่าของ Uniaxial Compressive Strength of the Rock Mass $\sigma_{u(m)}$ มาสร้างความสัมพันธ์

$$\sigma_{u(m)} = (s\sigma_{u(r)}^2)^{1/2} \quad (16)$$

$$\frac{\sigma_{u(m)}}{\sigma_{u(r)}} = s^{1/2} \quad (17)$$

เมื่อ $\sigma_{u(r)}$ = uniaxial compressive strength of the intact rock
 $\sigma_{u(m)}$ = uniaxial compressive strength of the rock mass
 m, s = Dimensionless Constants

Bearing Capacity Factor

Bell (1915) ได้ให้สมการสำหรับประเมินหาค่ากำลังรับน้ำหนักของหินผุ โดยใช้กับฐานรากที่มีลักษณะเป็น แถบยาว สี่เหลี่ยมจัตุรัส และวงกลมดังสมการที่ 18 และตารางที่ 6 (Lambe and Whitman ,1969)

$$q_a = \frac{C_{f1}cN_c + C_{f2}(B\gamma_r/2)N_\gamma + \gamma DN_q}{F.S.} \quad (18)$$

$$\begin{aligned} \text{เมื่อ } N_c &= 2N^{1/2}_\phi(N_\phi + 1) \\ N_\gamma &= 0.5N^{1/2}_\phi(N^2_\phi - 1) \\ N_q &= N^2_\phi \\ N_\phi &= \tan^2(45 + \phi/2) \end{aligned}$$

ตารางที่ 6 Correction factors for foundation shapes (L=Length, B=width)

Foundation Shape	C_{f1}	C_{f2}
Strip (L/B>6)	1.00	1.00
Rectangular		
L/B = 2	1.12	0.90
L/B = 5	1.05	0.95
Square	1.25	0.85
Circular	1.20	0.70

ที่มา: Sowers (1970)

ข้อกำหนดในการคำนวณ

1. แรงกระทำแนวดิ่งต้องตั้งฉากกับระนาบ
2. ความหนาของฐานรากส่วนที่วางในชั้นดินต้องไม่น้อยกว่าหรือเท่ากับความกว้างของฐานราก
3. หินฐานรากต้องมีความสม่ำเสมอต่อการคาดการณ์พื้นที่ผิวรับแรงเฉือน
4. ระดับน้ำต่ำกว่าพื้นที่ผิวรับแรงเฉือน
5. ตัวแปรที่กำหนดกำลังของหินคือแรงเสียดทาน และความเชื่อมั่น
6. ในการคำนวณจะไม่คิดแรงเสียดทานและการเกาะยึดในพื้นที่ผิวด้านข้างของฐานราก

กรณีน้ำหนักของ Surcharge ด้านข้างสามารถตัดทิ้งได้ เนื่องจากมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับน้ำหนักที่กระทำกับฐานราก สมการที่ 18 สามารถลดพจน์ลงเหลือดังสมการที่ 19

$$q_a = \frac{C_{f1} c N_c}{F.S.} \quad (19)$$

Foundations on sloping ground

เงื่อนไขเมื่อมีตำแหน่งของฐานรากวางตัวบนผิวของ ไหล่เขา (Slope ground surface) โดยจะต้องลดกำลังของแรงต้านทางด้านข้างของ Bearing Capacity Factor โดย

1. ฐานรากตั้งอยู่บนด้านล่างของไหล่เขาโดยวางตัวบนมวลหินที่มีขนาดเล็ก
2. มุมของหน้าผา (Slope Angle) จะต้องน้อยกว่า $\phi/2$

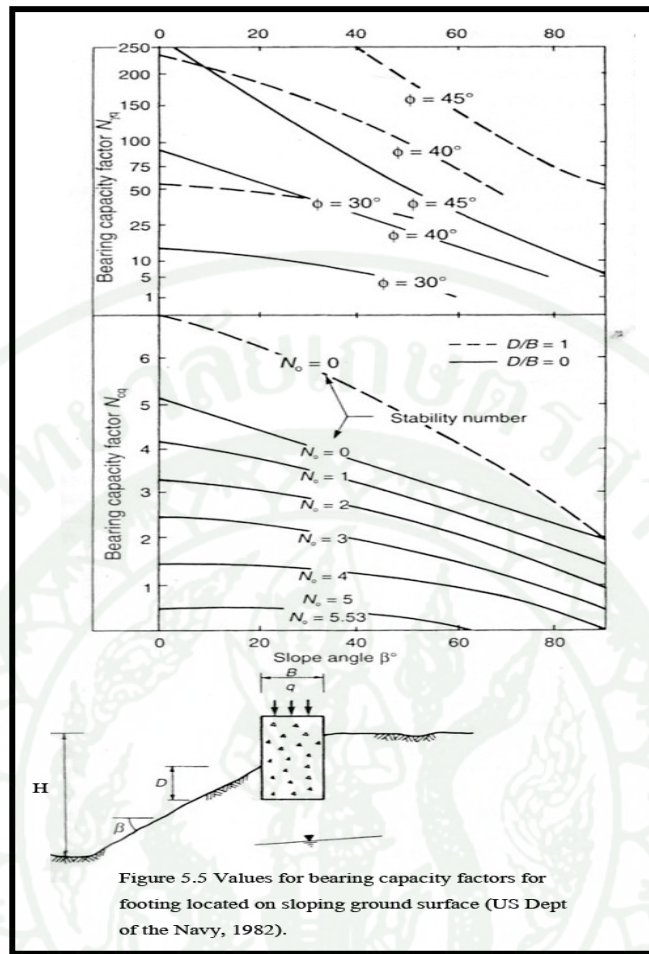
3. กำลังแบกทาน (Bearing capacity) หรือ การทรุดตัว (Settlement) จะต้องถูกควบคุมด้วย allowable working load ของ ฐานราก

ถ้า มุมของหน้าผา(Slope Angle) มากกว่า $\phi/2$ ไม่จำเป็นต้องตรวจสอบกำลังแบกทานของ ฐานราก(Baring capacity of Footing) เพราะ เสถียรภาพของไหล่เขา(Slope Stability) เป็นตัว ควบคุมการวิบัติดังสมการที่ 20 (Hong Kong Geotechnical Engineering Office, 1981) และภาพที่ 20

$$q_a = \frac{C_{f1}cN_{cq} + (C_{f2}B\gamma_r/2)N_{\gamma q}}{FS} \quad (20)$$

$$N_o = \frac{\gamma_r H}{c} \quad (21)$$

เมื่อ γ_r = rock density
 C = rock mass cohesion
 H = slope height



ภาพที่ 20 การหาค่า Bearing capacity factor สำหรับ Sloping ground surface

ที่มา: US Dept of the Navy (1982)

กำหนดให้ความลึกน้อยกว่าหรือเท่ากับความกว้าง ($D \leq B$) และระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับขอบของฐานราก

ถ้าระดับน้ำใต้ดินสูงกว่าฐานรากให้วิเคราะห์ Stability และ Uplift Pressure

Bearing capacity of shallow dipping bedded formations

คำนวณหาค่า Minimum principal stress , σ_{3A} จากภาพที่ 21 โดย σ_{3A} กระในแนวราบบนแนว Active wedge สามารถคำนวณค่าได้ดังสมการที่ 22 (Ladanyi and Roy ,1971)

$$\sigma_{3A} = \left(\frac{\gamma_B}{2 \tan \psi_1} \right) N \phi_2 + \left(\frac{c_2}{\tan \phi_2} \right) (N \phi_2 - 1) \quad (22)$$

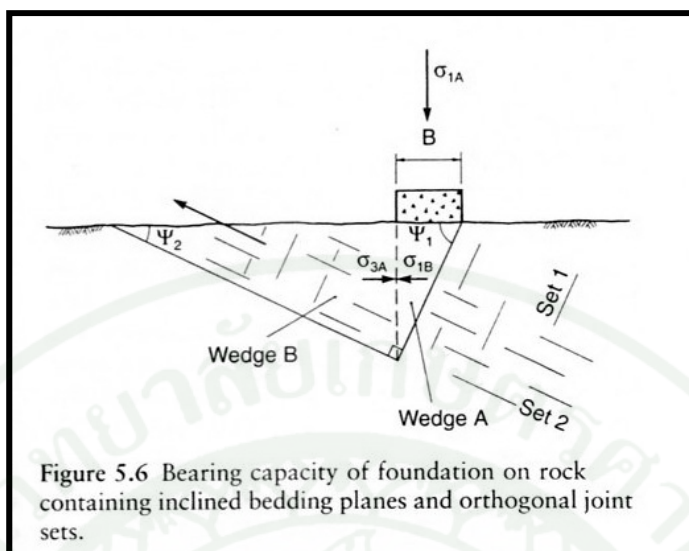
หน่วยแรงที่ย่อมให้ของกำลังรับแรงแบกทานสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 23

$$q_a = \frac{[\sigma_{3A} N \phi_1 + (c_1 / \tan \psi_1) (N \phi_1 - 1)]}{FS} \quad (23)$$

$$\begin{aligned} \text{เมื่อ } N \phi_1 &= \tan^2(45 + \phi_1/2) \\ N \phi_2 &= \tan^2(45 + \phi_2/2) \end{aligned}$$

ถ้าบริเวณผิวหน้าของหินรอบฐานรากมีน้ำหนักกด(Surcharge pressure)สามารถคำนวณได้ดังสมการ 24

$$\sigma_{3A} = \left(q_s + \frac{\gamma_B}{2 \tan \psi_1} \right) N \phi_2 + \left(\frac{c_2}{\tan \phi_2} \right) (N \phi_2 - 1) \quad (24)$$



ภาพที่ 21 Bearing capacity of foundation on rock

ที่มา: Ladanyi and Roy (1971)

Settlement on Elastic Rock

Elastic Theory

Desai and Christian (1977) กล่าวว่าความ stiff หน่วยแรงและความเครียดของวัสดุแต่ละชนิดมีความแตกต่างกัน ทำให้คุณสมบัติและพฤติกรรม และการนำไปใช้งานมีความเหมาะสมในงานแตกต่างกัน

Nonlinearly Elastic คือ ความ stiff ที่มีความยืดหยุ่นโดยสมบูรณ์แต่ไม่เป็นเชิงเส้นวัสดุที่มีความ stiff นี้นี้ ค่าความเครียดจะคืนตัวได้หมดเมื่อนำน้ำหนักกระทำออก

Linearly Elastic คือ ความ stiff ที่มีความยืดหยุ่นโดยสมบูรณ์ และมีความ stiff เชิงเส้น

Nonelastic คือ ความสัมพันธ์ที่มีความยืดหยุ่นไม่สมบูรณ์ เมื่อนำน้ำหนักออก ค่าความเคียวจะคืนตัวได้บางส่วน

Homogeneous, Isotropic Rock

Schleicher (1926) การทรุดตัวในแนวตั้ง δ_v โดยการพิจารณาการกระจายแรงตามลักษณะฐานรากดังตารางที่ 7 และภาพที่ 22 เมื่อแรงกระจายลงสู่ในชั้นหินระดับลึกลงไปสามารถคำนวณดังสมการที่ 25

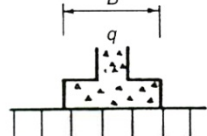
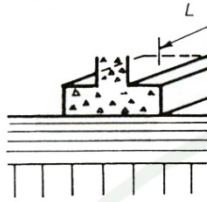
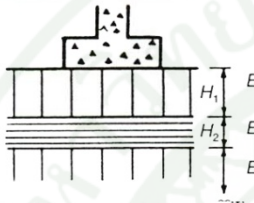
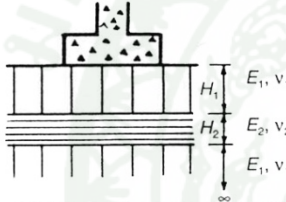
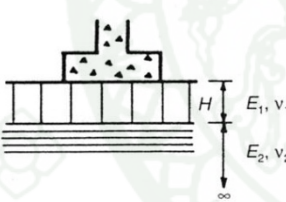
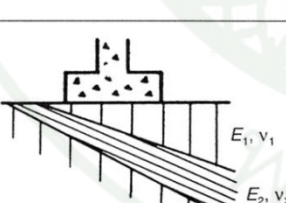
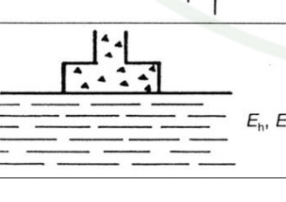
$$\delta_v = \frac{C_d q B (1 - \nu^2)}{E} \quad (25)$$

เมื่อ	q	=	Uniform Distributed Bearing Pressure
	B	=	Characteristic Dimension of the Loaded Area
	C_d	=	Parameter Depend on Shape of the Loaded Area
	ν	=	Poisson's Ratio
	E	=	Elastic Modulus

ตารางที่ 7 ค่า Shape and Rigidity Factors สำหรับคำนวณการทรุดตัวเนื่องจากแรงกระทำต่อพื้นที่

Shape	Center	Corner	Middle of shot side	Middle of long side	Average
Circle	1.00	0.64	0.64	0.64	0.85
Circle (rigid)	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
Square	1.12	0.56	0.76	0.76	0.95
Square (rigid)	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
Rectangle: Lengthwidth					
1.5	1.36	0.67	0.89	0.97	1.15
2	1.52	0.76	0.98	1.12	1.30
3	1.78	0.88	1.11	1.35	1.52
5	2.10	1.05	1.27	1.68	1.83
10	2.53	1.26	1.49	2.12	2.25
100	4.00	2.00	2.20	3.60	3.70
1000	5.47	2.75	2.94	5.03	5.15
10000	6.90	3.50	3.70	6.50	6.60

ที่มา: Winterkorn and Fang (1975)

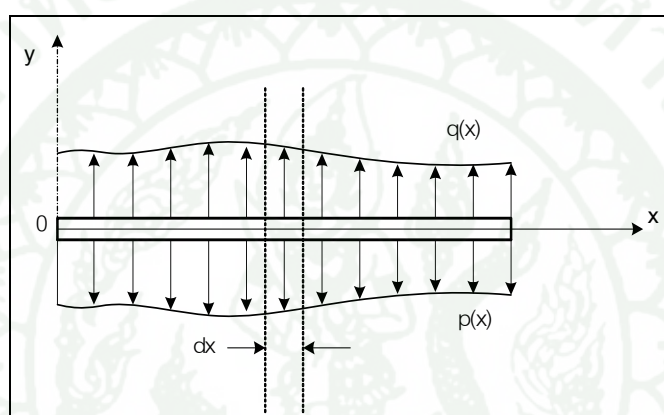
	Geological condition	Settlement calculation
	(a) Homogenous, isotropic, half space.	(a) Determine shape factor C_d from Table 5.6. (b) Calculate settlement using equation 5.18.
	(b) Compressible layer on rigid base.	(a) Determine ratios H/B , L/B . (b) Determine shape factor C'_d from Table 5.7. (c) Calculate settlement using equation 5.18
	(c) Compressible bed within stiffer formation $E_1 > E_2$.	(a) Determine ratios $(H_1 + H_2)/B$, L/B . (b) Calculate weighted modulus E for upper two beds $E = (E_1 H_1 + E_2 H_2)/(H_1 + H_2)$. (c) Determine shape factor C'_d for ratio $(H_1 + H_2)/B$ from Table 5.7. (d) Calculate settlement using equation 6.18.
	(c) Compressible bed within stiffer formation $E_1 > E_2$.	(a) Determine ratios $(H_1 + H_2)/B$, L/B . (b) Calculate weighted modulus E for upper two beds $E = (E_1 H_1 + E_2 H_2)/(H_1 + H_2)$. (c) Determine shape factor C'_d for ratio $(H_1 + H_2)/B$ from Table 5.7. (d) Calculate settlement using equation 6.18.
	(d) Stiff bed overlying compressible formation $E_1 > E_2$.	(a) Determine ratios H/B , E_1/E_2 . (b) Determine correction factor a from Table 5.8. (c) Determine shape factor C_d from Table 5.6. (d) Calculate approximate settlement from equation 5.18 using elastic parameters E_2 , v_2 for overall foundation. (e) Calculate actual settlement using equation 5.19.
	(e) Inclined, non-uniform bed of compressible rock.	Use numerical analysis to accurately model foundation geometry. (Fig. 5.13)
	(f) Transversely isotropic rock.	Use equations 5.20a–c, 5.21 and 5.22a–d.

ภาพที่ 22 ขั้นตอนการคำนวณหาค่าการทรุดตัวของฐานราก

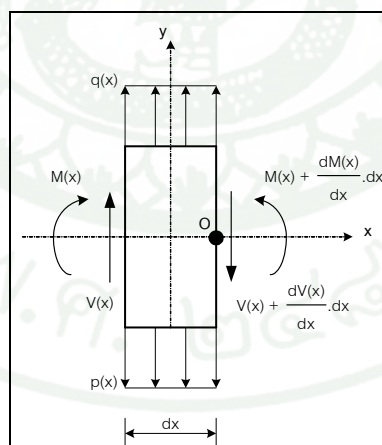
ที่มา: Schleicher (1926)

การวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างรับการทุดตัวโดยใช้หลักการ Beam on Elastic Material

โครงสร้างที่วางตัวบนฐานรองรับแบบยืดหยุ่น (Elastic Foundation) มีหน่วยแรงภายในที่ได้รับอิทธิพลจากการเคลื่อนตัวของฐานรองรับภายใต้แรงกระทำ ซึ่งการเคลื่อนตัวของฐานรากขึ้นอยู่กับค่า Stiffness ของโครงสร้างและ ฐานรองรับแบบยืดหยุ่น การวิเคราะห์พฤติกรรมของฐานรากภายใต้หลักการ Beam on Elastic Material โดยอ้างอิงสมมุติฐานของ Winkler (1876) ซึ่งมีนิยามดังนี้



(ก)



(ข)

ภาพที่ 23 โครงสร้างที่วางตัวบนฐานรองรับแบบยืดหยุ่น (ก) และสมดุลของแรง (ข)

ที่มา: Zhaohua and Cook (1983)

1. แรงปฏิกิริยาด้านทานของฐานรองรับ $p(x)$ เป็นสัดส่วนโดยตรงกับค่าการเคลื่อนตัวในแนวดิ่ง $y(x)$ และแรงแต่ละจุดต่อน้ำหนักบรรทุกทุกที่กระทำเป็นอิสระต่อกัน ซึ่งหมายถึงนิยามของ Linear Springs Model ดังสมการที่ 26 โดยที่ k คือ Winkler Foundation Modulus เป็นค่าคงที่มีหน่วยเป็น แรงต่อความยาวต่อการแอ่นตัวของความกว้างของคาน (F/L^3)

$$p(x) = k \cdot y(x) \quad (26)$$

2. ฐานรองรับแบบยืดหยุ่นติดกับโครงสร้าง (ดินเกาะติดกับคาน) ซึ่งดินและคานจะไม่แยกกัน หมายความว่าระหว่างดินกับคานสามารถเกิดแรงดึงได้ และแรงดึงมีค่าน้อยกว่าแรงยึดเกาะของคานกับดินและแรงยึดเหนี่ยวของคุณสมบัติของดิน (หากแรงดึงที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่าแรงยึดเกาะของคานกับดินและแรงยึดเหนี่ยวของคุณสมบัติของดิน อาจทำให้เกิดช่องว่างระหว่างคานกับดินได้)

3. โครงสร้างที่วางบนฐานรองรับแบบยืดหยุ่นมีความยาวไม่จำกัด

4. ไม่พิจารณาการโก่งตัวภายใต้แรงเฉือน

5. โครงสร้างไม่รับแรงตามแนวแกน

การวิเคราะห์ฐานรองรับแบบ One-Dimension Linear Element โดยสมมุติให้โครงสร้างของคานวางอยู่บนฐานรองรับแบบยืดหยุ่น ดังภาพที่ 23ก แสดงคานรองรับน้ำหนัก $q(x)$ และฐานรองรับแบบยืดหยุ่นที่มีค่า Modulus of Subgrade Reaction (k_s) ซึ่งมีหน่วยเป็น (F/L^3) ในการวิเคราะห์แบบ 1 มิติ แรงปฏิกิริยาที่กระทำตามแนวยาวของคานมีค่าเท่ากับ Winkler Foundation Modulus (k) คูณกับค่าการแอ่นตัว: $y(x)$ ซึ่งค่า Winkler Foundation Modulus ได้จาก Modulus of Subgrade Reaction: (k_s) คูณความกว้างของคาน (b) สำหรับในสภาวะสมดุลแรงกระทำและแรงปฏิกิริยาด้านทานจะทำให้เกิดการดัดของคานในระนาบเดียวกัน ภาพที่ 23ข แสดงถึงสมดุลของแรงภายในและภายนอก เมื่อตัดชิ้นส่วนของโครงสร้างขนาดเท่ากับ dx โดยกำหนดให้ทิศทางของโมเมนต์ $M(x)$ และแรงเฉือน $V(x)$ ที่ตำแหน่ง x (ด้านซ้ายของชิ้นส่วน) มีทิศทางบวก ดังนั้นเมื่อมีแรงภายนอก $q(x)$ และ $p(x)$ มากระทำต่อชิ้นส่วนโครงสร้าง ชิ้นส่วนโครงสร้างจะอยู่ในสภาวะ

สมดุลได้เมื่อมีแรงภายใน $dM(x)$ และ $dV(x)$ เพิ่มขึ้น นั่นก็คือผลต่างของโมเมนต์และแรงเฉือนที่เกิดขึ้น เมื่อสมดุลของแรงในแนวดิ่ง แสดงดังสมการที่ 27 และ สมการที่ 28

$$V(x) - [(V(x) + dV(x)) - p(x) \cdot dx + q(x) \cdot dx] = 0 \quad (27)$$

ดังนั้น

$$\frac{dV(x)}{dx} = q(x) - p(x) \quad (28)$$

และสมดุลของโมเมนต์รอบจุด O แสดงดังสมการที่ 29 เมื่อ dx มีค่าน้อยมาก ดังนั้น $dx \cdot dx$ จึงมีค่าใกล้ศูนย์จึงไม่นำพิจารณาทำให้สมการที่ 29 คงเหลือเป็น สมการที่ 13

$$M(x) - V(x) \cdot dx + [q(x)] - p(x)] dx \cdot \frac{dx}{2} - [M(x) + dM(x)] = 0 \quad (29)$$

$$\text{เมื่อ } dx \cdot dx \rightarrow 0 \quad \frac{dM(x)}{dx} = V(x) \quad (30)$$

ความสัมพันธ์ของโมเมนต์และการแอ่นตัวของคานแสดงดังสมการที่ 31

$$\frac{EI \cdot d^2 y(x)}{dx^2} = M(x) \quad (31)$$

โดยที่ E คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคาน
I คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของคาน

เมื่อพิจารณาสมการที่ 31 ร่วมกับสมการที่ 28, 29 และ 30 และกำหนดให้ค่า EI คงที่ (คานที่มีความสม่ำเสมอของหน้าตัด และวัสดุเนื้อเดียวกัน) จะได้ดังสมการที่ 32

$$\frac{EI \cdot d^4 y(x)}{dx^4} + k \cdot y(x) = q(x) \quad (32)$$

คำตอบของสมการที่ 32 (Closed-Form) ของโครงสร้างแบบ Infinite Beam เมื่อมีน้ำหนักกระทำ ดังแสดงในภาพที่ 12 โดยมีสัมประสิทธิ์สำหรับการคำนวณค่าในตารางที่ 1 ดังสมการที่ 16 ถึง สมการที่ 20

$$\lambda = \sqrt[4]{k/4EI} \quad (33)$$

$$A_{\lambda x} = e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x) \quad (34)$$

$$B_{\lambda x} = e^{-\lambda x} \sin \lambda x \quad (35)$$

$$C_{\lambda x} = e^{-\lambda x} (\cos \lambda x - \sin \lambda x) \quad (36)$$

$$D_{\lambda x} = e^{-\lambda x} \cos \lambda x \quad (37)$$

Hetenyi (1946) ได้พัฒนาสมการสำหรับน้ำหนักบรรทุกกระทำจุดใดๆ บนคาน และใช้หลักการ Superposition ในการพิจารณารวมแรงกระทำหลายๆ แรง และได้เสนอค่า λl แบ่งกลุ่ม Stiffness ของคานเป็น 3 กลุ่ม ได้ดังนี้

1. Short Beam: $\lambda l < \pi / 4$ เป็นโครงสร้างที่มีความแข็งแรง (Rigid) แรงปฏิกิริยาของฐานรองรับมีผลเล็กน้อยต่อการคดของโครงสร้าง
2. Long Beam: $\lambda l > \pi$ เป็นโครงสร้างที่มีความคดตัวได้ (Flexible) โมเมนต์คดจะมีค่าสูงบางตำแหน่ง
3. Beam of Medium Length: $\pi / 4 < \lambda l < \pi$ เป็นโครงสร้างที่มีความแข็งปานกลางอยู่ระหว่าง Short Beam กับ Long Beam

สำหรับการประมาณค่าโดยพิจารณาจุดรองรับให้เป็นสปริงที่มีช่วงความกว้าง (l) เท่ากันตลอดความยาวของคาน ดังแสดงในภาพที่ 21ก และสปริงหนึ่งตัวมีแรงต้านสมำเสมอในช่วง

ครึ่งหนึ่งของความกว้างระหว่างสปริง ($1/2$) ทั้งสองทาง ดังแสดงในภาพที่ 21 ข โดยเส้นประแสดงแรงต้านกระจายเฉลี่ย ซึ่งคำตอบโดยประมาณจะเข้าใกล้ค่าที่เป็นจริงเมื่อจำนวนของสปริงมากๆ หรือช่วงความกว้างของสปริงแต่ละอันน้อยมาก แต่อย่างไรก็ตามค่าคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้ของช่วงห่างระหว่างสปริงแสดงดังสมการที่ 38

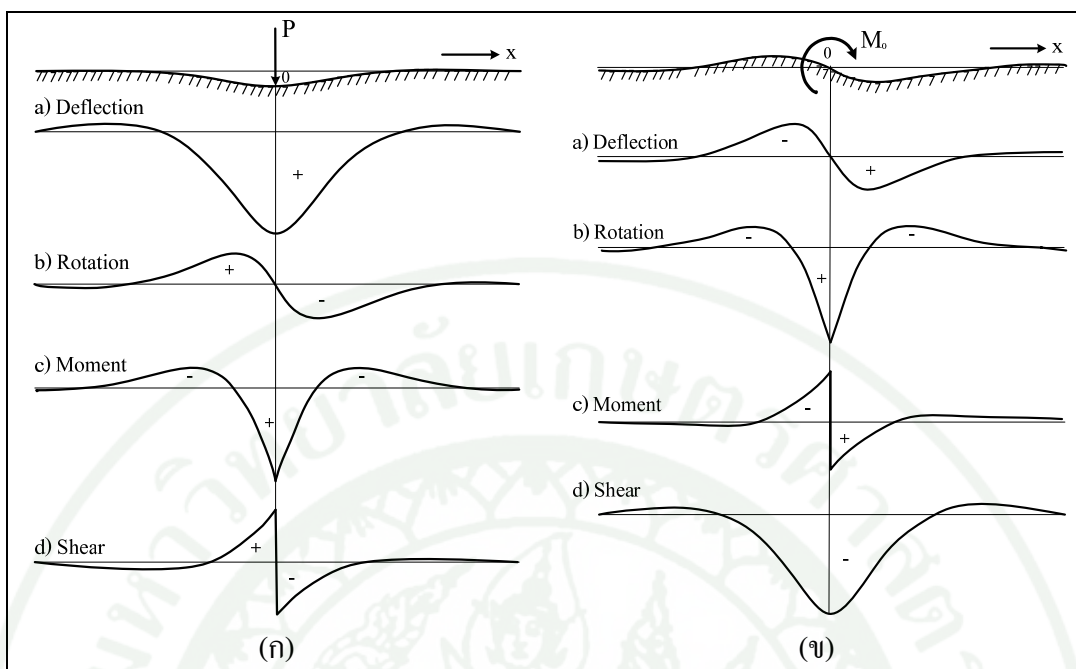
$$1 \leq \pi / 4\lambda \quad (38)$$

Boresi *et al.* (1993) ได้เสนอกรณีที่คานที่มีความยาวจำกัด (L) ดังภาพที่ 22 สามารถใช้คำตอบ (Close-Form) ของโครงสร้างแบบ Infinite Beam ได้ ถ้าค่า $L \geq 3\pi / 2\lambda$

ตารางที่ 8 คำตอบสมการ (Close-Form) ในการรับแรงของโครงสร้างที่มีความยาวมาก วางบนฐานรองรับแบบยึดหยุ่น

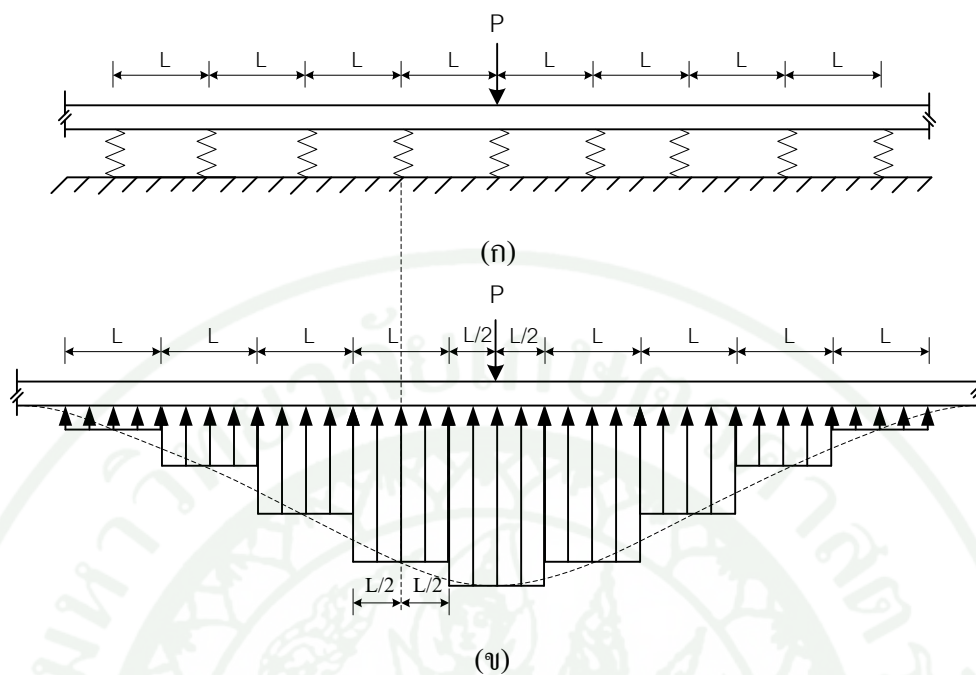
Concentrated Load at Center	Moment at Center
$y = \frac{P\lambda}{2k} A\lambda_x$	$y = \frac{M_0\lambda^2}{k} B\lambda_x$
$\theta = \frac{-P\lambda^2}{k} C\lambda_x$	$\theta = \frac{M_0\lambda^3}{k} C\lambda_x$
$M = \frac{P}{4\lambda} D\lambda_x$	$M = \frac{M_0}{2} D\lambda_x$
$V = \frac{-P}{2} A\lambda_x$	$V = \frac{-M_0}{2} A\lambda_x$

ที่มา: Boresi *et al.* (1993)



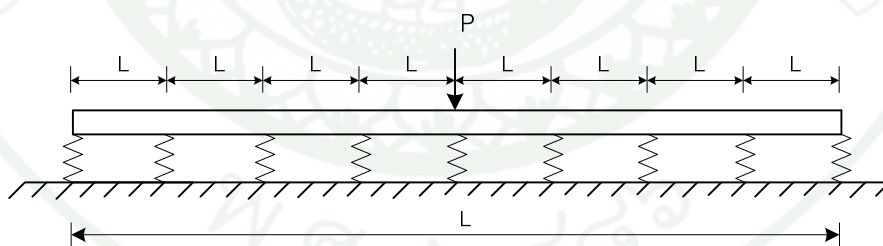
ภาพที่ 24 โครงสร้างมีความยาวอนันต์วางบนฐานรองรับแบบยึดหยุ่น โดย (ก) รับน้ำหนักกระทำแบบจุดและ (ข) รับโมเมนต์กระทำที่ตำแหน่งกึ่งกลาง

ที่มา: Hetenyi (1946)



ภาพที่ 25 โครงสร้างมีความยาวอนันต์วางบนฐานรองรับแบบยืดหยุ่น (ก) แสดงจุดรองรับเป็นสปริงที่มีช่วงความกว้างเท่ากัน (ข) แสดงแรงกระจายสม่ำเสมอของสปริงรองรับ

ที่มา: Boresi *et al.* (1993)



ภาพที่ 26 โครงสร้างมีความยาวจำกัดวางบนฐานรองรับแบบยืดหยุ่นโดยมีจุดรองรับเป็นสปริงที่มีช่วงความกว้างเท่ากัน

ที่มา: Boresi *et al.* (1993)

การหาค่าสติฟเนสของสปริงโดยหลักการ Tangent Modulus

การจำลองโครงสร้างที่สัมผัสกับดินและโครงสร้างที่รองรับด้วยฐานรากเสาเข็ม เพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างนิยมนำจำลองฐานรองรับเป็นแบบสปริงโดยค่าสติฟเนสของสปริงเป็นตัวแปรที่สำคัญอันหนึ่งที่มีผลต่อการกระจายของแรงในโครงสร้างรวมถึงค่าการทรุดตัวของโครงสร้างที่เกิดขึ้นด้วย

ค่าสติฟเนสของสปริงที่ใช้ในการจำลองโครงสร้างในกรณีที่โครงสร้างวางบนดินและรองรับด้วยฐานรากเสาเข็ม นิยมหาค่าสติฟเนสของสปริงจากค่า Modulus of Subgrade Reaction ซึ่งหาได้จาก Plate Bearing Test และ Pile Load Test ตามลำดับ โดยค่า Modulus of Subgrade Reaction หาได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและค่าการทรุดตัวและแปลงเป็นค่าสติฟเนสของสปริง

เนื่องจากระยะเวลาทำการทดสอบในสนามของทั้ง 2 วิธีนั้นถือว่าสั้นมากและอาจสมมติฐานได้ว่าดินบริเวณที่ทำการทดสอบยังไม่เกิดกระบวนการอัดตัวคายน้ำ ดังนั้นค่า Modulus of Subgrade Reaction ที่ได้จากการทดสอบจึงเป็นค่าที่ไม่มีพฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำของดินมาเกี่ยวข้องทำให้ผลที่ได้จากวิเคราะห์โครงสร้างด้วยค่าสติฟเนสของสปริงที่หาได้สอดคล้องกับพฤติกรรมของโครงสร้างในช่วงเริ่มต้นเท่านั้น และหากเปรียบเทียบกับพฤติกรรมของโครงสร้างในช่วงการใช้งานผลที่ได้จากการวิเคราะห์จึงแตกต่างจากพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงในสนาม

ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้นำเสนอวิธีการหาค่าสติฟเนสของสปริงโดยใช้หลักการ Tangent Modulus (Janbu, 1963) มาประยุกต์ใช้ร่วมกับผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) ทำให้สามารถหาค่าสติฟเนสของสปริงที่มีพฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำของดิน

Janbu (1963) ได้ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress, σ') กับความเครียด (Strain, ϵ) ของดินหลายชนิดตามความพรุนของวัสดุตั้งแต่ 0 % (หิน) ถึงประมาณ 90 % ในรูปแบบของ Tangent Modulus ดังภาพที่ 27ก แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress, σ') กับความเครียด (Strain, ϵ) จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) และสามารถหาค่า Tangent Modulus (M) ได้ดังสมการที่ 39 ดังนี้

$$M = d\sigma' / d\varepsilon \quad (39)$$

โดยที่	M	คือ	Tangent Modulus หรือ Deformation Modulus
	$d\sigma'$	คือ	Increment of Effective Stress
	$d\varepsilon$	คือ	Increment of Strain

เมื่อนำค่า Tangent Modulus มาแสดงเทียบกับหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress, σ') ในกรณีการอัดตัว (Compression, C), การบวมตัว (Swelling, S) และการอัดตัวซ้ำ (Recompression, R) ดังภาพที่ 27 พบว่าค่า Tangent Modulus แปรผันกับค่าหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress, σ') และค่า OCR ของดิน Janbu (1963) ได้เสนอสมการที่ 40 เพื่อหาค่า Tangent Modulus ของหินและดินชนิดต่างๆ ดังนี้

$$M = m\sigma_a (\sigma'_v / \sigma_a)^{1-a} \quad (40)$$

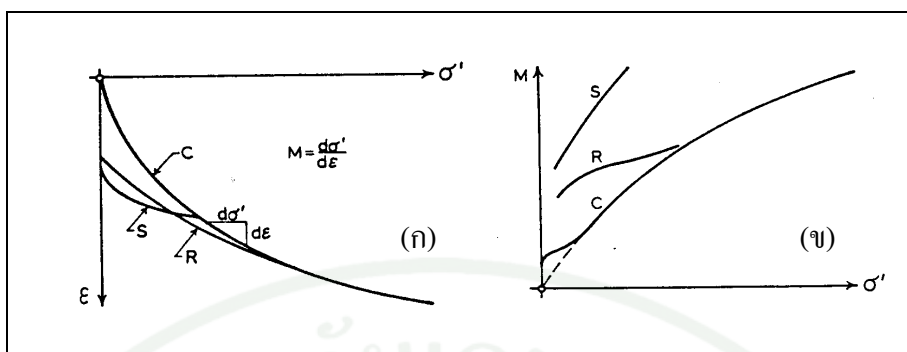
โดยที่	m	คือ	ค่า Modulus Number
	a	คือ	Stress Exponent ($0 \leq a \leq 1$)
	σ'_v	คือ	Effective Vertical Stress ($\Delta\sigma + \sigma'_{vo}$)
	σ_a	คือ	Reference Stress มีค่าเท่ากับ 1 Atmospheric Pressure (100 kPa)

ค่า Reference Stress เป็นค่าปรับแก้ให้สมการมีความถูกต้องมากยิ่งขึ้น และค่า Stress Exponent ขึ้นกับชนิดของหินและดินดังแสดงในตารางที่ 9 และภาพที่ 28 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Modulus และ Stress Exponent ของหินและดินชนิดต่างๆ

ตารางที่ 9 แสดงค่า Stress Exponent และ Modulus Number ของหินและดินชนิดต่างๆ

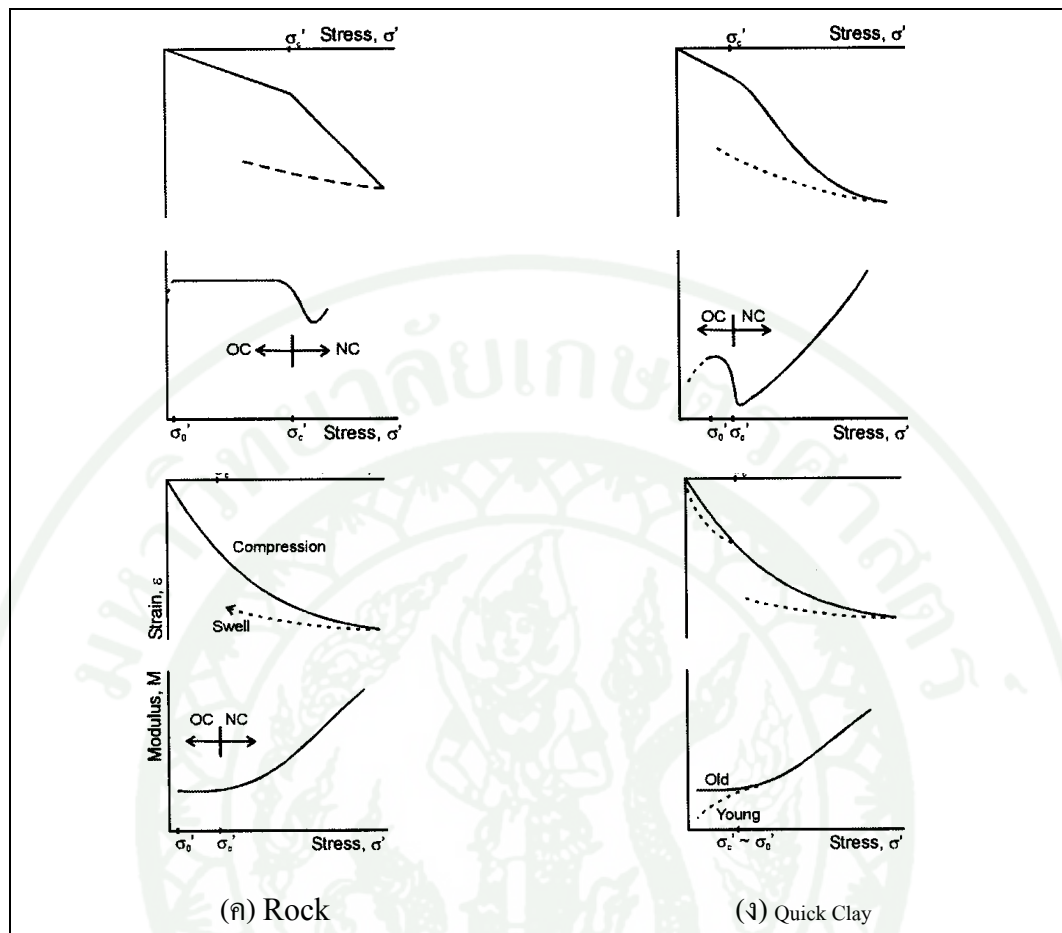
Soil or Rock Type	Stress Exponent: a	Modulus Number: m
Rock		
High strength	1	1,000,000 - 1,000
Low strength	1	1,000 - 300
Till : Very dense to dense	1	1,000 - 300
Gravel	0.5	400 - 40
Sand		
Dense	0.5	400 - 250
Compact	0.5	250 - 150
Loose	0.5	150 - 100
Silt		
Dense	0.5	200 - 80
Compact	0.5	80 - 60
Loose	0.5	60 - 40
Clay : Silty clay and clayey silt		
Hard	0	60 - 120
Stiff	0	20 - 10
Soft	0	10 - 5
Soft marine clay and Organic		
Clay	0	20 - 5
Peat	0	5 - 1

ที่มา: Janbu (1963)



ภาพที่ 27 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ' - ϵ (ก) และ Tangent Modulus (M) - σ' (ข)

ที่มา: Janbu (1963)



ภาพที่ 28 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ' - ϵ และ M - ϵ จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ σ'_c คือ Critical Stress หรือเท่ากับ Preconsolidation Pressure (σ'_p)

ที่มา: Janbu (1963)

ขั้นตอนการหาค่าสติฟเนสของสปริง (Spring Stiffness)

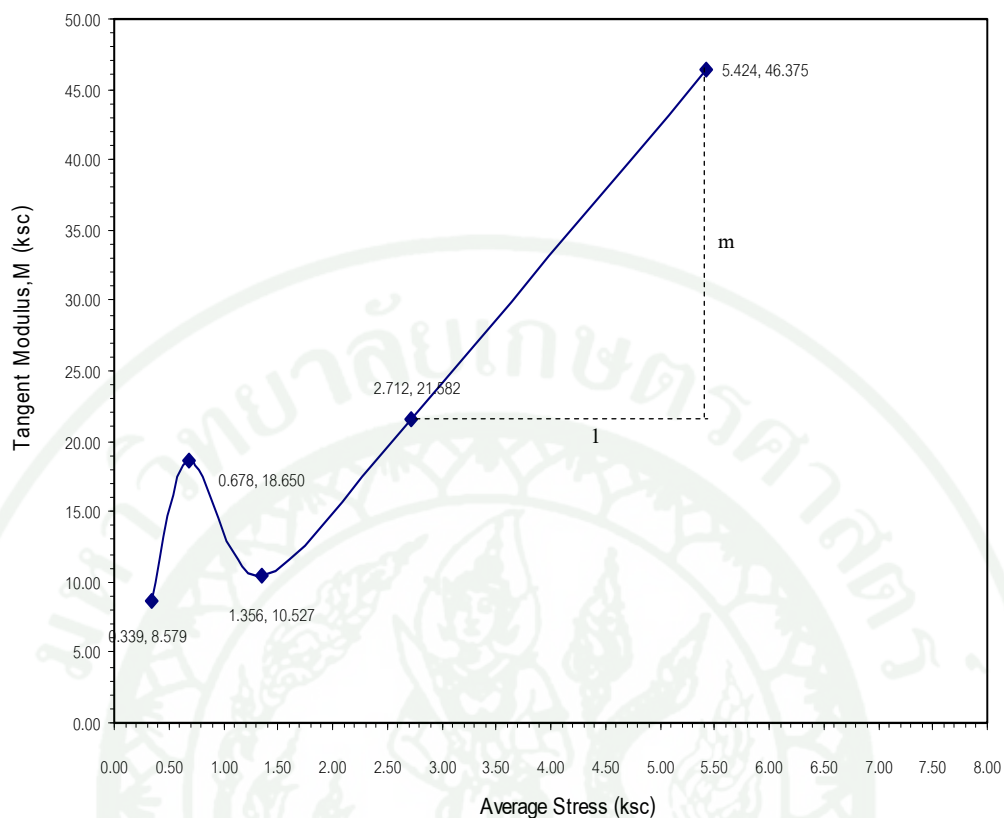
กฤษณ์ และ ก่อโชค (2552) ได้เสนอการประยุกต์ใช้หลักการ Tangent Modulus (Janbu, 1963) ร่วมกับผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) เพื่อหาค่าสติฟเนสของสปริง และได้อธิบายขั้นตอนการหาค่าสติฟเนสของสปริงดังนี้

ขั้นตอนที่ 1 การหาสมการความสัมพันธ์ระหว่าง Tangent Modulus กับชั้นดินที่ความลึกต่างๆ

จากสมการที่ 40 พบว่าค่า Tangent Modulus ขึ้นกับค่า Modulus Number (m) ค่าหน่วยแรงประสิทธิผล และค่า Stress Exponent (a) ซึ่งค่าหน่วยแรงประสิทธิผล และค่า Stress Exponent (a) สามารถหาค่าได้จากหลักการ Stress in Soil Mass และตารางที่ 9 ตามลำดับ สำหรับค่า Modulus Number (m) สามารถหาค่าได้จากผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ ดังนี้

1. จากข้อมูลผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) หาค่า Average Vertical Effective Stress ที่ใช้ในการทดสอบและหาค่า Axial Strain จากผลการทรุดตัวของตัวดินตัวอย่างเมื่อสิ้นสุดกระบวนการ Primary Consolidation
2. หาค่า Tangent Modulus (M) ซึ่งมีค่าเท่ากับ Average Stress หาดด้วย Axial Strain ($\square$)
3. นำค่า Tangent Modulus (M) และค่า Average Stress มาพล็อตกราฟเพื่อหาค่า Modulus Number (m) จากความชันของกราฟในช่วงที่เป็นเส้นตรงดังภาพที่ 29
4. นำค่า Modulus Number (m) แทนในสมการที่ 40 จะได้สมการความสัมพันธ์ของค่า Tangent Modulus ที่ความลึกต่างๆของชั้นดิน

ในกรณีที่ชั้นดินชนิดเดียวกันมีผลทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) ที่ความลึกต่างๆ มากกว่า 1 ตัวอย่างสามารถหาค่า Modulus Number (m) ด้วยการหาค่าเฉลี่ยและกรณีที่ไม่มีผลทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) สามารถใช้ค่าที่กำหนดให้ดังแสดงในตารางที่ 9



ภาพที่ 29 ความสัมพันธ์ระหว่าง Tangent Modulus กับ Average Stress เพื่อหาค่า Modulus Number (m)

ขั้นตอนที่ 2 การแปลงค่า Tangent Modulus เป็นค่า Modulus of Subgrade Reaction

ค่า Modulus of Subgrade Reaction ที่ได้จาก Plate Bearing Test และ Pile Load Test นั้น หมายถึงอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงต่อค่าการทรุดตัว ดังสมการ

$$k_s = \frac{P/A}{\delta} \quad (41)$$

เมื่อ k_s คือ Modulus of Subgrade Reaction (F/L^3)
 P คือ แรงที่กระทำ (F)
 A คือ พื้นที่รับแรงที่สัมผัสกับผิวดิน (L^2)
 δ คือ ค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้น (L)

จากสมการที่ 41 สามารถจัดสมการให้อยู่ในรูปของ Tangent Modulus และความหนาของชั้นดินได้ดังสมการที่ 42

$$k_s = \frac{M}{h} \quad (42)$$

โดย k_s คือ Modulus of Subgrade Reaction (F/L^3)
 M คือ Tangent Modulus (F/L^2)
 h คือ ความหนาของชั้นดินที่พิจารณา (L)

ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าค่า Modulus of Subgrade Reaction มีค่าเท่ากับค่า Tangent Modulus (M) โดยหารด้วยความหนาของชั้นดิน (h) ที่พิจารณา

ขั้นตอนที่ 3 การเลือกใช้ค่า Modulus of Subgrade Reaction

1. กรณีฐานรากคั่น

เนื่องจากค่า Modulus of Subgrade Reaction ขึ้นกับค่าหน่วยแรงประสิทธิผลที่เกิดขึ้นเป็นสำคัญ ดังนั้นการเลือกใช้ค่า Modulus of Subgrade Reaction จึงพิจารณาถึงความลึกที่หน่วยแรงประสิทธิผลมีค่าประมาณ 10 % ($0.1q_0$) ของหน่วยแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นหรือ 2 เท่าของความกว้างฐานราก (2B) และใช้ค่าเฉลี่ยในกรณีที่ชั้นดินที่พิจารณาคือดินชนิดเดียวกัน หากชั้นดินที่พิจารณาเป็นดินต่างชนิดกันให้นำค่าเฉลี่ยของดินแต่ละชั้นแล้วหาค่า Equivalent ซึ่ง Mikhelson แนะนำดังนี้

$$k_{s1,2} = \frac{k_{s1} \cdot k_{s2}}{k_{s1} + k_{s2}} \quad (43)$$

เมื่อ $k_{s1} = \frac{M_1}{h_1}$ และ $k_{s2} = \frac{M_2}{h_2}$

โดย k_{s1}, k_{s2} คือ Modulus of Subgrade Reaction ของดินชั้นที่ 1 และ 2 ตามลำดับ
 M_1, M_2 คือ Tangent Modulus ของดินชั้นที่ 1 และ 2 ตามลำดับ

h_1, h_2 คือ ความหนาของดินชั้นที่ 1 และ 2 ตามลำดับ

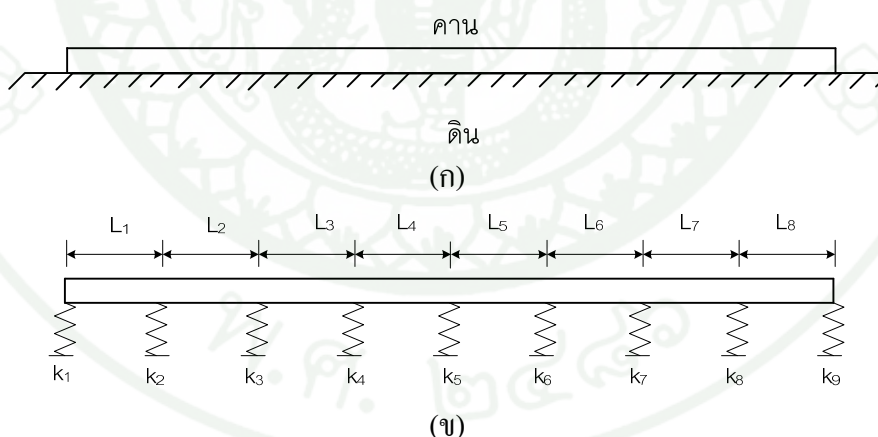
2. กรณีฐานรากลึก (ฐานรากเสาเข็ม)

ในกรณีฐานรากเสาเข็ม พิจารณาการกระจายของหน่วยแรงประสิทธิผลที่ 1 ใน 3 จากปลายเสาเข็มถึงความลึกที่ 2 เท่าของความกว้างของฐานรากสมมูลนับจากปลายเสาเข็ม $[(1/3)L+2B)]$ แล้วใช้หลักการหาค่า Modulus of Subgrade Reaction เช่นเดียวกับกรณีฐานรากตื้น

ขั้นตอนที่ 4 การแปลงค่า Modulus of Subgrade Reaction เป็นค่าสติเฟนของสปริง

1. กรณีฐานรากตื้น

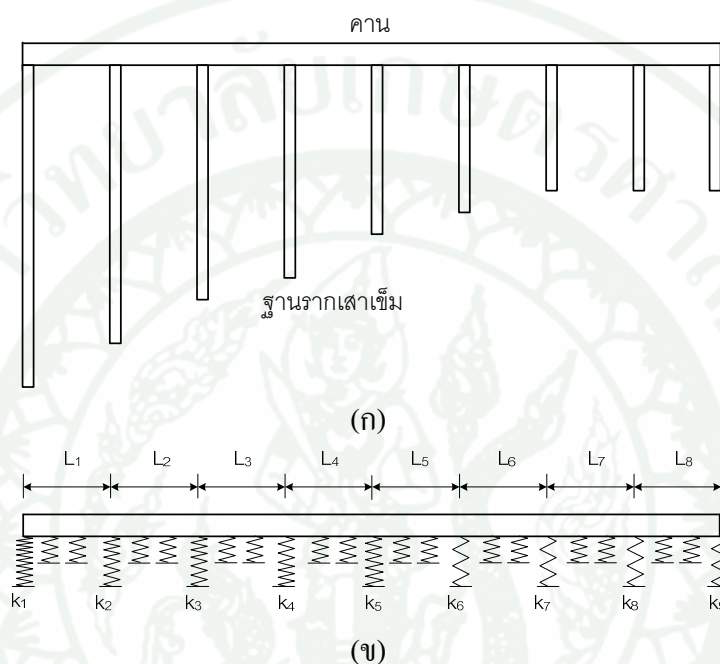
กรณีฐานรากตื้นเปรียบเสมือนแผ่นพื้นคอนกรีตวางบนดินและสามารถสร้างแบบจำลองโครงสร้างตามหลักการ Beam on Elastic Material โดยแทนจุดรองรับที่เป็นพื้นดินด้วยสปริงดังภาพที่ 30



ภาพที่ 30 แบบจำลองการวิเคราะห์กรณี Approach Slab on Ground (ก) รูปแบบจริง (ข) การใช้ Spring เป็นชิ้นส่วนเชื่อมต่อ

2. กรณีฐานรากลึก (ฐานรากเสาเข็ม)

กรณีฐานรากลึกสามารถสร้างแบบจำลองโครงสร้างตามหลักการ Beam on Elastic Material โดยแทนจตุรรองรับที่เป็นเสาเข็มด้วยสปริงดังภาพที่ 31



ภาพที่ 31 แบบจำลองการวิเคราะห์กรณี Approach Slab on Pile (ก) รูปแบบจริง (ข) การใช้ Spring เป็นชิ้นส่วนเชื่อมต่อ

การแปลงค่า Modulus of Subgrade Reaction เป็นค่าสติเฟนของสปริงคำนวณโดยวิธีแบ่งพื้นที่รับน้ำหนักและสามารถหาค่าสติเฟนของสปริง (K) ได้ดังนี้

$$K_1 = \frac{B \cdot L_1 \cdot k_s}{2}$$

$$K_2 = \frac{B \cdot (L_1 + L_2) \cdot k_s}{2}$$

$$K_n = \frac{B \cdot L_{n-1} \cdot k_s}{2}$$

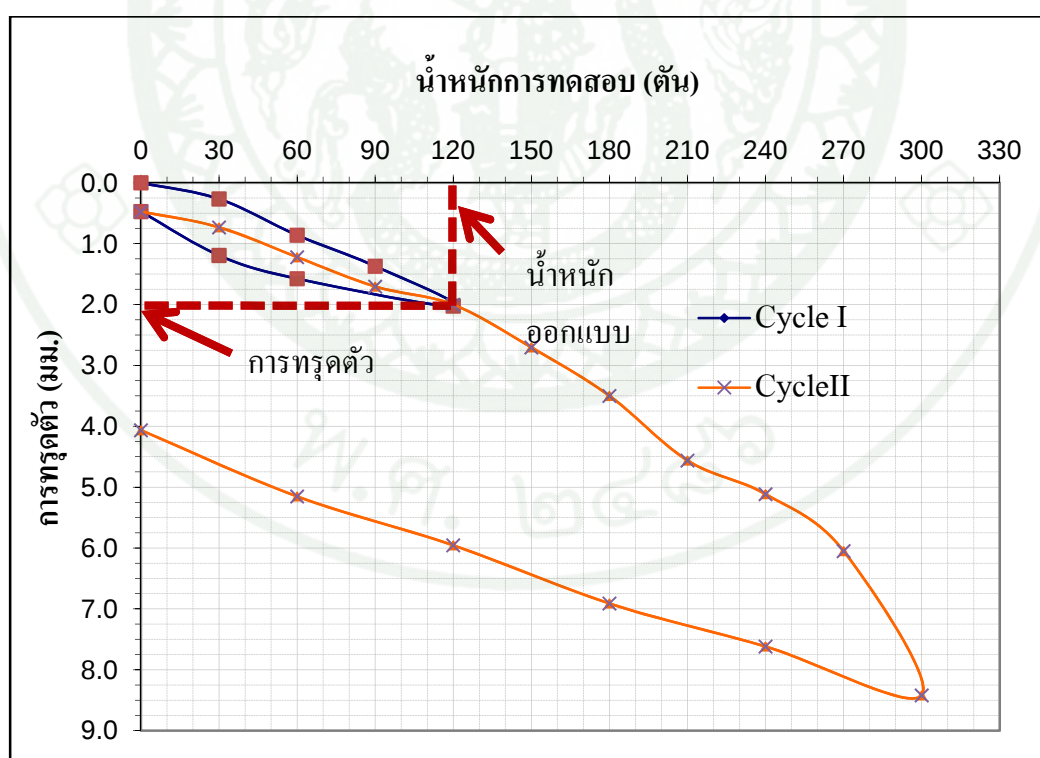
โดย k_s คือ Modulus of Subgrade Reaction

B คือ ความกว้างของคานที่พิจารณา

Pimpasugdi (1989) ได้ศึกษาการหาค่าสติฟเนสของสปริง (Spring Stiffness) จากหลักการ Secant Modulus โดยพิจารณาความลาดชันของเส้นตรงที่เชื่อมระหว่างจุดของกราฟที่เขียนระหว่างค่าของแรงที่มากระทำกับการทรุดตัวของเสาเข็มในการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม โดยการลากเส้นตรงเชื่อมระหว่างจุดเริ่มต้นไปยังจุดที่ค่าของแรงที่มากระทำเท่ากับน้ำหนักบรรทุกที่ออกแบบดังภาพที่ 32 ซึ่งการคำนวณค่าสติฟเนสของเสาเข็มมาจากความสัมพันธ์ ดังสมการที่ 44

$$k = P/u \quad (44)$$

เมื่อ k = สติฟเนสของเสาเข็ม (ตันต่อเมตร)
 P = น้ำหนักบรรทุกออกแบบของเสาเข็ม (ตัน)
 u = ค่าการทรุดตัว ณ ตำแหน่งที่เท่ากับน้ำหนักบรรทุกที่ออกแบบ



ภาพที่ 32 การหาค่าสติฟเนสของเสาเข็มจากการทดสอบ Static pile load test

ความสัมพันธ์เชิงทฤษฎีelasติกสำหรับหาค่าสติฟเนสของฐานรากค้ำ

ตั้งแต่อดีตนักวิจัยจำนวนมากศึกษาสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดินเพื่อตอบปัญหาของปฏิสัมพันธ์ของดินกับรากฐาน แต่ในที่นี้จะนำมากล่าวเฉพาะที่มีการใช้งานอยู่ในปัจจุบัน ดังเช่น Boussinesq (1885), Biot (1937), Vesic (1961), Kerr (1985) และ Horvath (1983, 2002, 2011)

Boussinesq (1885) วิเคราะห์หาผลเฉลยของการทรุดตัวที่ผิวเนื่องจากแรงแนวตั้งกระจายสม่ำเสมอกระทำบนพื้นที่วงกลมของแกนสมมาตร และนำไปแก้ปัญหาค้นหาแผ่นกลมที่แข็งแกร่งที่ถูกกระทำภายใต้แรงในแนวตั้งกระทำเป็นจุดที่ศูนย์กลาง และเสนอค่าสัมประสิทธิ์ k_s ดังสมการที่ 45

$$k_s = \frac{4G_s R_f}{(1-\nu_s)} \cdot \frac{1}{\pi R_f^2} \quad (45)$$

Biot (1937) คำนวณหาโมเมนต์สูงสุดของคานยาวอนันต์ ซึ่งคานวางบนดินที่เป็นวัสดุยืดหยุ่นต่อเนื่อง และนำมาเทียบค่าโมเมนต์สูงสุดของแบบจำลอง Winkler จึงได้สมการค่าสัมประสิทธิ์ k_s และดำเนินการปรับปรุงสมการคงเหลือรูปแบบสมการในปัจจุบันดังสมการที่ 46

$$k_s = \frac{0.95E_s}{B_f (1-\nu_s^2)} \left[\frac{B_f^4 E_s}{(1-\nu_s^2) E_f I_f} \right]^{0.108} \quad (46)$$

Vesic (1961) พัฒนาค่าสัมประสิทธิ์ k_s โดยให้ค่าโมเมนต์ การโก่งตัวสูงสุดของคานยาวอนันต์วางบนดินที่เป็นวัสดุยืดหยุ่นต่อเนื่องที่สอดคล้อง เท่ากับผลของคานในแบบจำลอง Winkler จึงได้สมการค่าสัมประสิทธิ์ k_s ดังสมการที่ 47

$$k_s = \frac{0.65E_s}{B_f (1-\nu_s^2)} \cdot \left[\frac{B_f^4 E_s}{E_f I_f} \right]^{1/12} \quad (47)$$

Selvadurai (1979) การคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ k_s ของสมการ Vesic (1961) สำหรับคานยาว ($L_f/B_f > 10$) สามารถพิจารณาเฉพาะเทอมแรกของสมการ เนื่องจากค่าเทอมหลังมีค่าเข้าใกล้หนึ่ง จึงเขียนใหม่ได้ดังสมการที่ 48

$$k_s = \frac{0.65E_s}{B_f(1-\nu_s^2)} \quad (48)$$

Bowles (1988) ลดรูปสมการของ Vesic (1961) คงเหลือดังสมการที่ 49 เนื่องจากการนำไปใช้งานส่วนใหญ่นิยมค่าของเทอม $0.65(B_f^4 E_s / E_f I_f)^{1/12}$ มีค่าเข้าใกล้หนึ่ง จึงทำการลดรูปแบบสมการ

$$k_s = \frac{E_s}{B_f(1-\nu_s^2)} \quad (49)$$

Kerr (1985) และ Horvath (1983, 2002, 2011) พิจารณาคานแข็งเกร็ง รับแรงกระทำแบบกระจายลงบนคาน ซึ่งคานวางบนชั้นดินที่เป็นวัสดุยืดหยุ่นเนื้อเดียวกัน และสมมติให้พิจารณาเฉพาะหน่วยแรงและการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งเท่านั้น เขียนสมการได้ดังสมการที่ 50

$$k_s = \frac{E_s}{H_s} \quad (50)$$

กำหนดให้	k_s	คือ	สัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของดิน (MPa/m)
	E_s, E_f	คือ	โมดูลัสยืดหยุ่นของดินและฐานราก (MPa)
	G_s	คือ	โมดูลัสเฉือนของดิน มีค่าเท่ากับ $E_s / 2(1+\nu_s)$
	ν_s	คือ	อัตราส่วนปัวซองของดิน
	B_f, L_f, H_f	คือ	ความกว้าง, ความยาว และความหนาของฐานราก (m)
	R_f	คือ	รัศมีของฐานราก มีค่าเท่ากับ $(B_f L_f / \pi)^{0.5}$
	I_f	คือ	โมเมนต์ความเฉื่อยของฐานราก (m^4)
	H_s	คือ	ความหนาของชั้นดิน (m)

จากการรวบรวมความสัมพันธ์เชิงทฤษฎีelasติกเพื่อหาสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดิน สามารถคำนวณหาค่า k_s ได้ดังตารางที่ 10

ตารางที่ 10 ความสัมพันธ์เชิงทฤษฎีelasติกของสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของดิน

No.	Researchers	Equations
1	Biot (1937)	$k_s = \frac{0.95E_s}{B_f(1-\nu_s^2)} \left[\frac{B_f^4 E_s}{(1-\nu_s^2)E_f I_f} \right]^{0.108}$
2	Kogler and Scheidig (1938)	$k_s = \frac{2E_s}{B_f \ln\{1 + 2(H_s / B_f)\}}$
3	Vesic (1961)	$k_s = \frac{0.65E_s}{B_f(1-\nu_s^2)} \left[\frac{B_f^4 E_s}{E_f I_f} \right]^{1/12}$
4	Meyerhof and Baize (1963)	$k_s = \frac{E_s}{B_f(1-\nu_s^2)}$
5	Kloeppel and Glock (1970)	$k_s = \frac{2E_s}{B_f(1+\nu_s)}$
6	Selvadurai (1979)	$k_s = \frac{0.65E_s}{B_f(1-\nu_s^2)}$
7	Vesic and Saxena (1974)	$k_s = \frac{0.42E_s}{H_f(1-\nu_s^2)} \left[\frac{E_s}{E_f} \right]^{1/3}$
8	Ullidtz (1987)	$k_s = 0.54E_s / H_f$
9	Khazanovich <i>et al.</i> (2001)	$k_s = 0.296E_s$
10	Setiadji and Fwa (2009)	$k_s = 0.259E_s - 6.512$

หมายเหตุ k_s คือ สัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของดิน (MPa/m)

E_s, E_f คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของดินและฐานราก (MPa)

ν_s คือ อัตราส่วนปัวซองของดิน

B_f, L_f, H_f คือ ความกว้าง, ความยาว และความหนาของฐานราก (m)

I_f คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของฐานราก (m⁴)

H_s คือ ความหนาของชั้นดิน (m)

โปรแกรมช่วยในการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างปรับการทุดตัว

การวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างปรับการทุดตัวด้วยทฤษฎี Beam on Elastic Material โดยใช้หลักการไฟไนต์อีลิเมนต์ ถือว่าเป็นกระบวนการที่ซับซ้อนและมีการทำซ้ำหลายครั้ง ดังนั้นเพื่อความสะดวกจึงได้ใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ ช่วยในการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างปรับการทุดตัว

หลักการวิเคราะห์ปัญหาแยกพิจารณาตามพฤติกรรมของโครงสร้างดังนี้

1. พฤติกรรมชิ้นส่วนโครงสร้างคาน
2. พฤติกรรมของโครงสร้างตามสมมติฐานของ Winkler ในกรณีฐานรากคั่น
3. พฤติกรรมของโครงสร้างในกรณีที่มีเสาเข็มรองรับ

การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ ใช้หลักการ Displacement Method ซึ่งหมายถึงการกำหนดให้ปริมาณการเคลื่อนตัวของ Node เป็นตัวแปร ไม่ทราบค่าเมื่อสร้างสมการทุกอีลิเมนต์เสร็จแล้วจึงทำการแก้สมการเพื่อหาผลเฉลยของปริมาณการเคลื่อนตัวที่จุดต่อ (Node) นั้นๆ และสามารถคำนวณหาตัวแปรอื่นๆ ได้โดยตรงจากปริมาณการเคลื่อนตัวดังสมการที่ 51 และ 52

$$\{F\} = [K]\{D\} \quad (51)$$

$$\{D\} = [K]^{-1} \{F\} \quad (52)$$

โดยที่ $\{F\}$ คือ เวกเตอร์ของแรงภายในชิ้นส่วน
 $[K]$ คือ เมทริกซ์สติเฟนสของชิ้นส่วนในระบบแกนรวม
 $\{D\}$ คือ เวกเตอร์การเคลื่อนตัว

สำหรับการหาค่าเมทริกซ์สติฟเนสจะใช้หลักการพลังงานความเครียด (Strain energy) และพฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างนั้นๆ เป็นเงื่อนไขในการพิจารณาหาค่าเมทริกซ์สติฟเนส กรณีชิ้นส่วนคานและฐานยึดหยุ่น Zhao-hua และ Cook (1983) ได้แนะนำดังนี้

เมทริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนคาน (Conventional Uniform-Beam Stiffness Matrix: $[K_b]$)

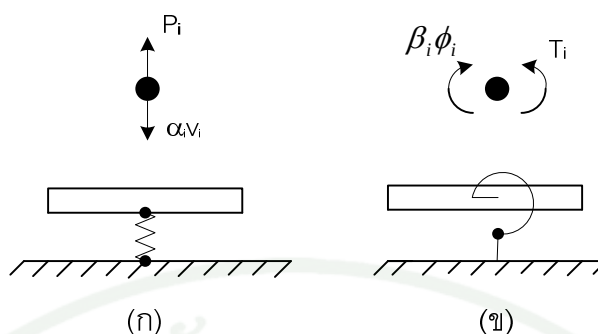
$$[k_b] = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ & & 12 & -6L \\ \text{SYMMETRIC} & & & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (53)$$

เมทริกซ์สติฟเนสของ Winkler (Winkler Foundation Stiffness Matrix: $[K_w]$)

$$[k_w] = \frac{k_s L}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22L & 54 & -13L \\ & 4L^2 & 13L & 3L^2 \\ & & 156 & -22L \\ \text{SYMMETRIC} & & & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (54)$$

เมทริกซ์สติฟเนสกรณีที่มีเสาเข็มรองรับ (Pile Foundation Stiffness Matrix)

กรณีที่ชิ้นส่วนโครงสร้างคานมีเสาเข็มรองรับ จะพิจารณาเสมือนวางบนจุดรองรับยึดหยุ่นแบบสปริง (Spring Action at Nodes) ดังภาพที่ 33 (ก) แสดงการเสยรูปเมื่อสปริงรับแรงในแนวแกน (Linear Spring) และภาพที่ 33 (ข) การเสยรูปเมื่อสปริงรับแรงดัด (Rotational Spring) จากหลักการสมดุลซึ่ง Doyle (1991) ได้แนะนำดังนี้



ภาพที่ 33 ชิ้นส่วนโครงสร้างคานวางบนจตุรองรับแบบยืดหยุ่น (Spring Action at Nodes)

ที่มา: Doyle (1991)

$$P = -\alpha v \quad (55)$$

$$T = -\beta \phi \quad (56)$$

โดยที่ α คือ สัมประสิทธิ์ของสปริงเมื่อรับแรงในแนวแกน (Linear spring constant)

β คือ สัมประสิทธิ์ของสปริงเมื่อรับแรงดัด (Rotational spring constant)

เมื่อพิจารณาที่จุดต่อ i (Node i) ดังภาพที่ 33 (ก) แรงในแนวแกนกระทำกับสปริงทำให้เกิดแรงลัพธ์มีค่าเท่ากับ $(P - \alpha_i v_i)$ และภาพที่ 33 (ข) เมื่อมีแรงดัดมากกระทำที่สปริงทำให้เกิดโมเมนต์ดัดมีค่าเท่ากับ $(T - \beta_i \phi_i)$ จะได้สมการสมดุลดังนี้

$$[K] \{u\} = \begin{bmatrix} P_1 - \alpha_1 v_1 \\ T_1 - \beta_1 \phi_1 \\ \vdots \\ \vdots \\ P_n - \alpha_n v_n \\ T_n - \beta_n \phi_n \end{bmatrix} \quad (56)$$

สามารถเขียนเมทริกซ์สติฟเนสของจตุรรองรับสปริง ($[K_s]$) ในกรณีที่มีทั้งแรงในแนวแกน และแรงดัดกระทำต่อสปริงได้ดังนี้

$$[K_s] = \begin{bmatrix} \alpha_1 & 0 & . & . & . & 0 & 0 \\ 0 & \beta_1 & . & . & . & 0 & 0 \\ . & . & . & . & . & . & . \\ . & . & . & . & . & . & . \\ 0 & 0 & . & . & . & \alpha_n & 0 \\ 0 & 0 & . & . & . & 0 & \beta_n \end{bmatrix} \quad (57)$$

เมื่อพิจารณาเฉพาะแรงในแนวแกนเมทริกซ์สติฟเนสของจตุรรองรับสปริง ($[K_s]$) มีค่าเท่ากับ

$$[K_s] = \begin{bmatrix} \alpha_1 & 0 & . & . & . & 0 & 0 \\ 0 & 0 & . & . & . & 0 & 0 \\ . & . & . & . & . & . & . \\ . & . & . & . & . & . & . \\ 0 & 0 & . & . & . & \alpha_n & 0 \\ 0 & 0 & . & . & . & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (58)$$

เมื่อพิจารณาปัญหารวมทั้งระบบของโครงสร้าง สามารถรวมเมทริกซ์สติฟเนส ($[K]$) ได้ดังนี้

$$[K] = [K_b] + [K_w] + [K_s] \quad (59)$$

กรณีที่ขึ้นส่วนโครงสร้างคานวางบนดินและเสาเข็มเมทริกซ์สติฟเนส ($[K]$) มีค่าเท่ากับ

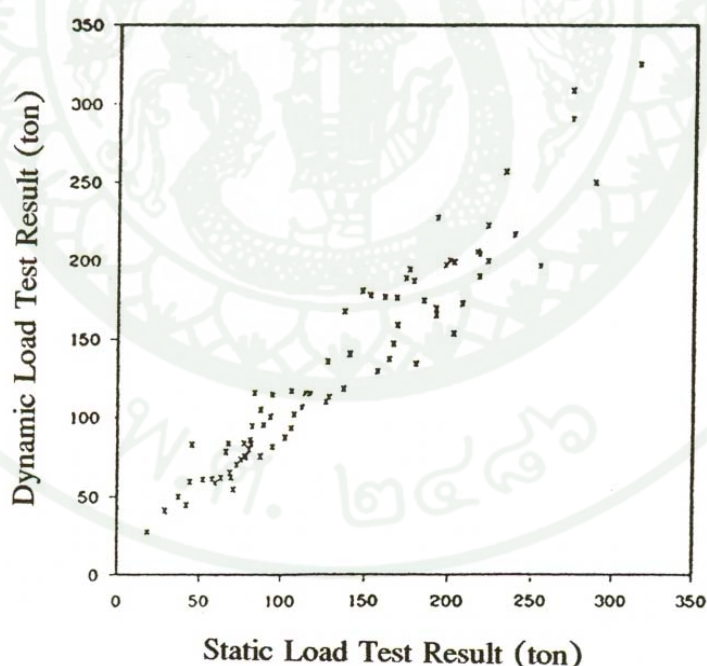
$$[K] = [K_b] + [K_w] + [K_s] \quad (60)$$

กรณีที่ชั้นส่วนโครงสร้างคานวางบนดินเมทริกซ์สติฟเนสของระบบโครงสร้าง ($[K]$) มีค่าเท่ากับ

$$[K] = [K_b] + [K_w] \quad (61)$$

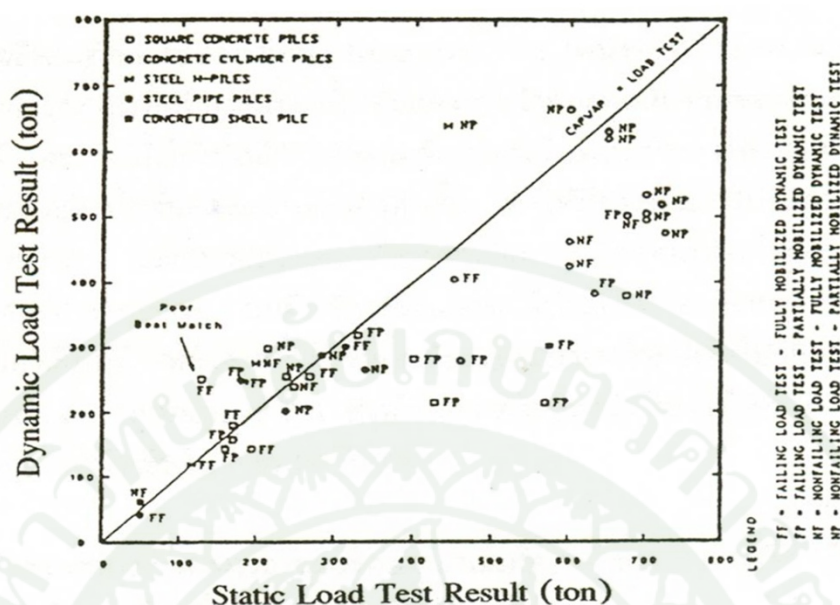
การเปรียบเทียบผลการรับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบพลวัตและแบบสถิตย์

การเปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจากการทดสอบโดยวิธีพลวัตและวิธีสถิตย์ เพื่อเป็นการแสดงถึงความถูกต้องในผลของน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากการทดสอบโดยวิธีพลวัตทั้งนี้ผู้ศึกษาได้โดยอาศัยข้อมูลจากผลการทดสอบในต่างประเทศ ได้แก่ Goble *et al.* (1980) และ Hunnican and Webster (1987) ได้รวบรวมผลการทดสอบ Dynamic Pile Load Test เปรียบเทียบกับค่า Failure Load ตามวิธีการของ Davisson's จากการทดสอบ Static Load Test แสดงในภาพที่ 34



ภาพที่ 34 ผลการเปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกจากการทดสอบแบบพลวัตและแบบสถิตย์

ที่มา: Goble *et al.* (1980)



ภาพที่ 35 ผลการเปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกจากการทดสอบแบบพลวัตและแบบสถิตย์

ที่มา: Hunnigan and Webster (1987)

จากผลการศึกษา สมชาย (2540) ผลการทดสอบน้ำหนักบรรทุกเสาเข็มโดยวิธีพลวัตและวิธีสถิตย์ จำนวนทั้งสิ้น 31 ตำแหน่งสามารถนำข้อมูลมาใช้น้ำหนักบรรทุกสูงสุดได้โดยทฤษฎีของ Davisson และนำข้อมูลเหล่านั้นไปหาความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ได้ความสัมพันธ์ระหว่างผลการทดสอบทั้งสองวิธีแสดงดังสมการที่ 62

$$\text{Dyn.} = 1.1125 \times \text{Sta.} \quad (62)$$

โดยที่ Dyn. = น้ำหนักบรรทุกสูงสุดจากวิธีพลวัต
Sta. = น้ำหนักบรรทุกสูงสุดจากวิธีสถิตย์

จากสมการ แสดงให้เห็นว่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของเสาเข็มที่ได้จากการทดสอบโดยวิธีพลวัตจะมีค่ามากกว่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของเสาเข็มที่ได้จากการทดสอบโดยวิธีสถิตย์เท่ากับ 11.25% ดังแสดงในภาพที่ 35

อุปกรณ์และวิธีการ

การดำเนินงานวิจัยแบ่งเป็นขั้นตอนดังนี้ การทดสอบในสนาม การวิเคราะห์ผล และสรุปการวิจัย โดยมีสถานที่ดำเนินงาน ดังนี้

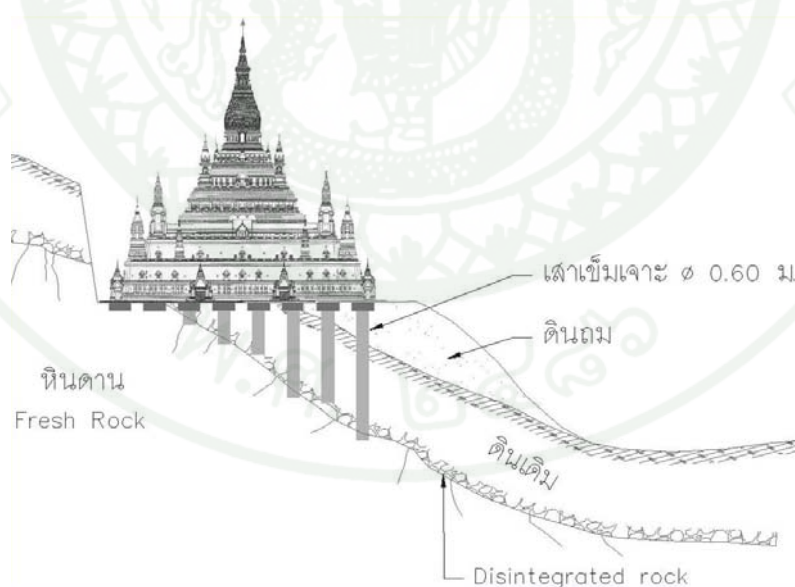
1. ดำเนินการศึกษาวิจัยภาคสนามที่โครงการก่อสร้างองค์พระเจดีย์บูรพาฐิตวิริยาประชาสามัคคี บนพื้นที่วัดเขาสุทิม อำเภอท่าใหม่ จังหวัดจันทบุรี
2. ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กรุงเทพมหานคร

โครงการก่อสร้างเจดีย์บูรพาฐิตวิริยาประชาสามัคคี เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ขนาดพื้นที่ฐานราก 99 x 99 เมตร ความสูง 199 เมตร โครงการตั้งอยู่บนไหล่ภูเขาหินแกรนิต พื้นที่ดินฐานรากทำการปรับระดับพื้นที่โดยการระเบิดภูเขาบางส่วนและนำมาถมกลบ ซึ่งนำดินจากนอกพื้นที่ถมเพิ่มเติม และไม่ทำการบดอัด เพื่อปรับพื้นที่ก่อนการก่อสร้าง ทำให้ชั้นดินมีความต่างกัน 5 - 25 เมตร โดยประมาณ ดินชั้นบนซึ่งเป็นดินถมจะมีความแน่นตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวของอนุภาคเม็ดดิน เพิ่มขึ้นตามความลึก ก่อนถึงหน้าหินจะปกคลุมด้วยดินเดิม (Residual Soil) ซึ่งเกิดจากการผุพังของหินแกรนิต เดิมนั้นพื้นที่ดังกล่าวมีการสร้างเสาเข็มเจาะระบบแห้ง เส้นผ่านศูนย์กลาง, $\varnothing$ 0.60 เมตร แต่เมื่อทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม ปรากฏว่าไม่สามารถรับน้ำหนักได้ตามที่ออกแบบ จึงเว้นการก่อสร้างไว้เป็นเวลาประมาณ 8 ปี จึงดำเนินการก่อสร้างฐานรากเสาเข็มและฐานรากตื้นต่อ ซึ่งเป็นที่มาของการศึกษาครั้งนี้ ดังแสดงลักษณะพื้นที่ก่อสร้างในภาพที่ 36 การศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวที่แตกต่างกันระหว่างฐานรากตื้นและฐานรากระดับลึกในภาพที่ 37



ภาพที่ 36 ตำแหน่งที่ตั้งโครงการเจดีย์บูรพาจุติวิริยาประชาสามัคคี (วัดเขาสุกิม) กรณีศึกษา

ที่มา: สุทธิศักดิ์ (2552)



ภาพที่ 37 ตำแหน่งการวางตัวของฐานรากอาคารเจดีย์บูรพาจุติวิริยาประชาสามัคคี

ที่มา: สุทธิศักดิ์ (2552)

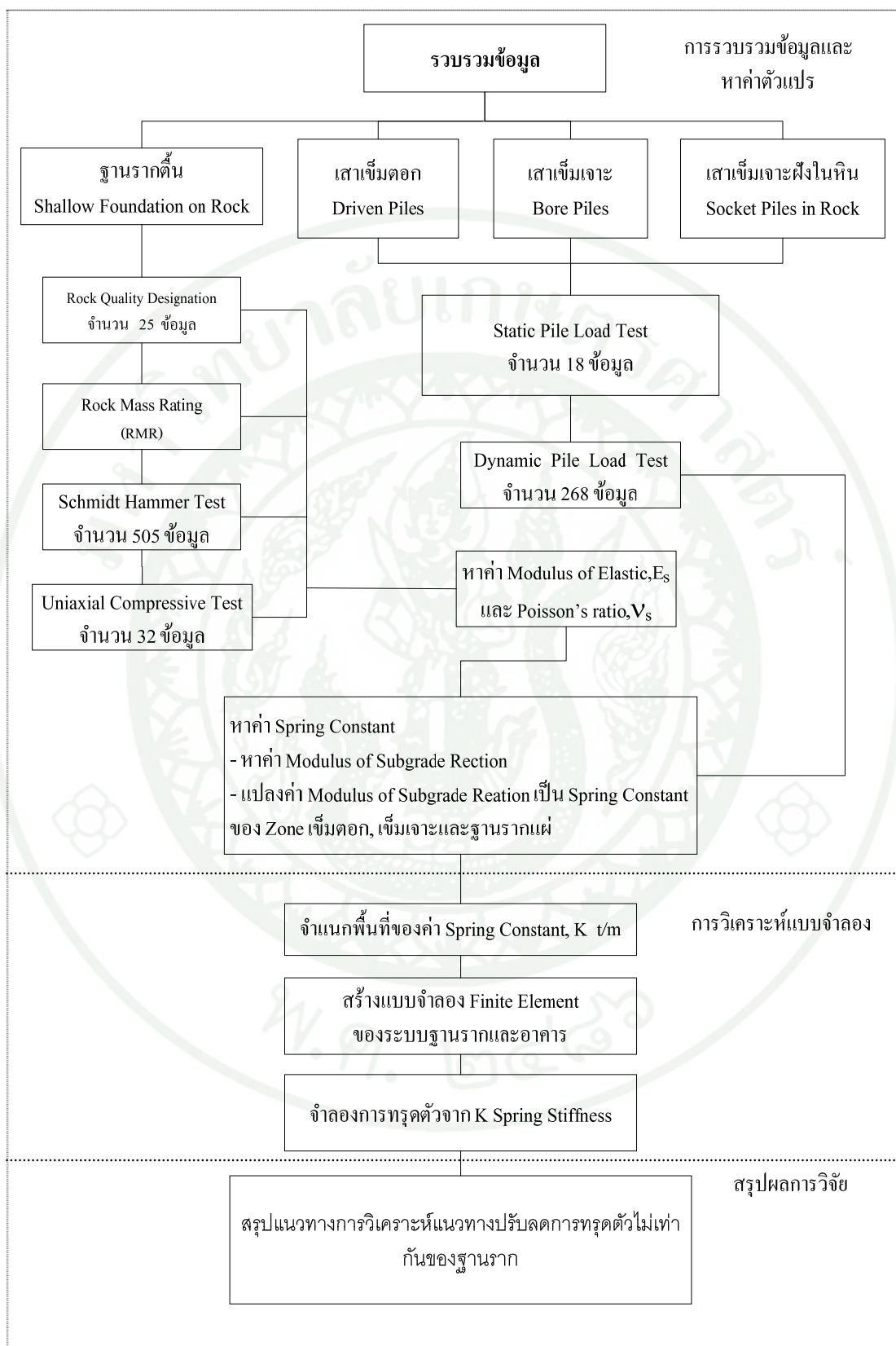
การศึกษาพฤติกรรมโครงสร้างมีขั้นตอนดำเนินการ ดังภาพที่ 38

รวบรวมผลการเจาะสำรวจดินและหิน ผลการทดสอบคุณสมบัติของหินในห้องปฏิบัติการ
ผลการทดสอบในสนาม และผลการตรวจวัดการทรุดตัวภาคสนาม

หาค่า Spring Stiffness จากผลการทดสอบ Static Piles Load Test และ ผลการทดสอบ
Dynamic Piles Load Test โดยพิจารณาจากความเอียงของเส้นความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่มา
กระทำ กับการทรุดตัวในช่วงการใช้งาน (Working Range) โดยวัดความลาดเอียงจากจุดเริ่มต้นไป
ถึงจุดที่มีน้ำหนักเท่ากับน้ำหนักบรรทุกที่ใช้งาน เรียก Modulus แบบนี้ว่า Secant Modulus

สร้างแบบจำลองโครงสร้างอาคารเพื่อจำลองการเกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกัน (Differential
Settlement)

เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ไม่เท่ากันของฐานรากต่างชนิดกัน โดยทำการจับคู่ระหว่างฐาน
รากเสาเข็มตอก (Driven piles) กับ เสาเข็มเจาะในหิน (Socket piles) และเสาเข็มตอก (Driven piles)
กับฐานรากตื้น (Shallow Foundation) และเสาเข็มเจาะในหิน (Socket piles) กับฐานรากตื้น
(Shallow Foundation)



ภาพที่ 38 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

การรวบรวมข้อมูลเบื้องต้นของโครงการและผลการทดสอบหิน

ข้อมูลการเจาะสำรวจดินและหินฐานราก บอกถึงลักษณะความลึกชั้นดินและหิน พร้อมกับคุณสมบัติทางกายภาพและคุณสมบัติทางวิศวกรรมจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการและในสนาม โดยแบ่งออกเป็น 3 ส่วนคือ

1. ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยทำการทดสอบคุณสมบัติของหินฐานรากโดยวิธี Uniaxial Compressive Test, q_u

2. ผลการทดสอบในสนาม ได้แก่

การเจาะสำรวจหินเพื่อหาค่า Rock Quality Designation (RQD)

การประเมินลักษณะชั้นหินในสนามโดยวิธี Rock Mass Rating (RMR)

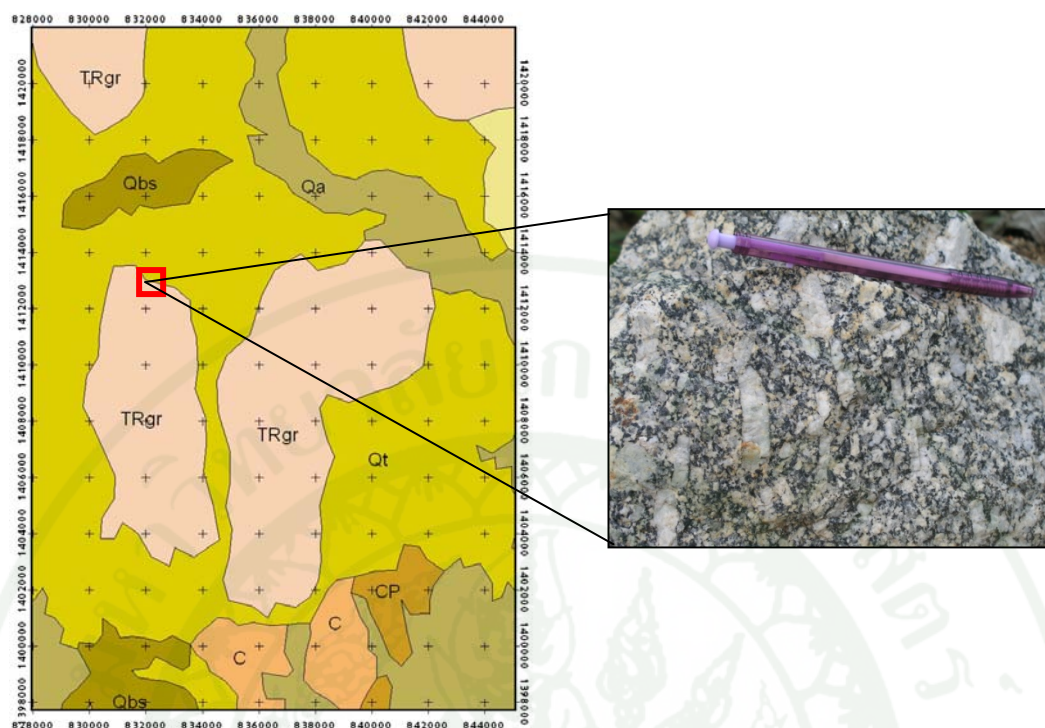
การทดสอบ Schmidt Hammer Test

การทดสอบ Dynamic Piles Load Test

การทดสอบ Static Piles Load Test

3. ตรวจวัดการทรุดตัวในแนวตั้งบริเวณตอม่อของตัวอาคาร จากกล้องระดับ อ่านละเอียดระดับทศนิยม 2 ตำแหน่ง

ลักษณะธรณีโครงสร้างที่พบเป็นหินแกรนิต (Granite) ดังภาพที่ 39 โดยมีคุณสมบัติดังตารางที่ 11 และพบรอยแยก (joint) ในเนื้อหิน ซึ่งมีลักษณะเป็นผิวแตกเรียบ โดยพบมีระยะห่างของรอยแตกตัดกันอย่างน้อย 3 ทิศทาง ระยะห่างระหว่างรอยแยกประมาณ 0.5-1.0 เมตร และมีระยะห่างของรอยแตกที่เอียงตามความลาดเอียงด้วย 1 ระยะห่าง ความชันระยะห่างของรอยแยกค่อนข้างชัน ซึ่งสามารถแสดงระยะห่างของรอยแตกในพื้นที่ได้ดังตารางที่ 12 และภาพที่ 40



ภาพที่ 39 แผนที่ธรณีวิทยาของพื้นที่ (หินแกรนิตประเภท Porphyritic Hornblend-Biotite Granite อายุยุคไดรแอสสิก)

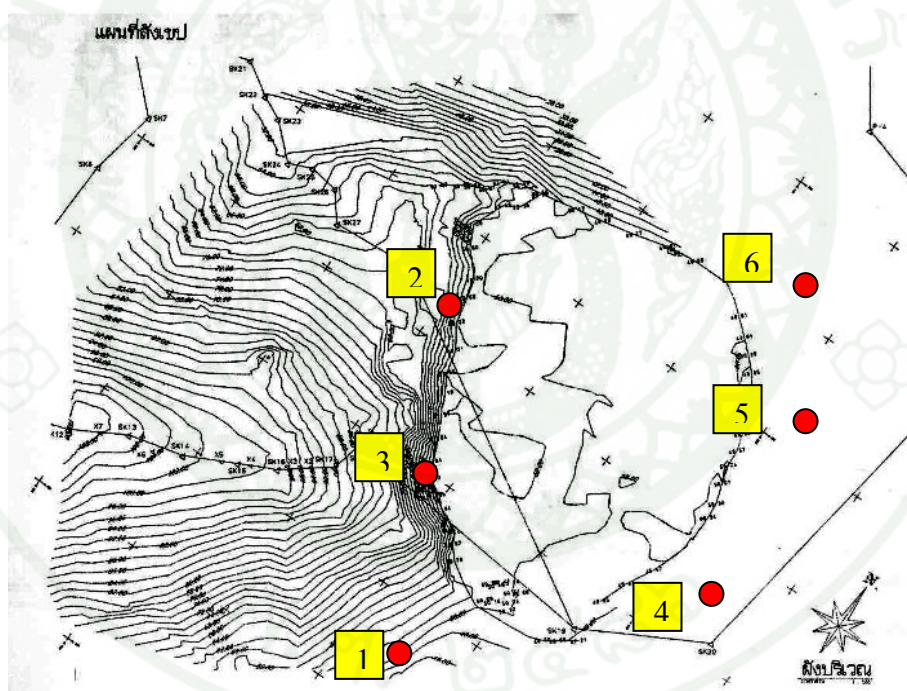
ที่มา: สุทธิศักดิ์ (2552)

ตารางที่ 11 หินแกรนิตที่ค่ากำลังวัสดุโดยทั่วไปมีค่าสูง

Material	Compressive strength (Mpa)	Tensile strength (Mpa)	Shear strength (Mpa)	Tons/Cubic Yard
Granite	100-250	7-25	14-50	2.19-2.28

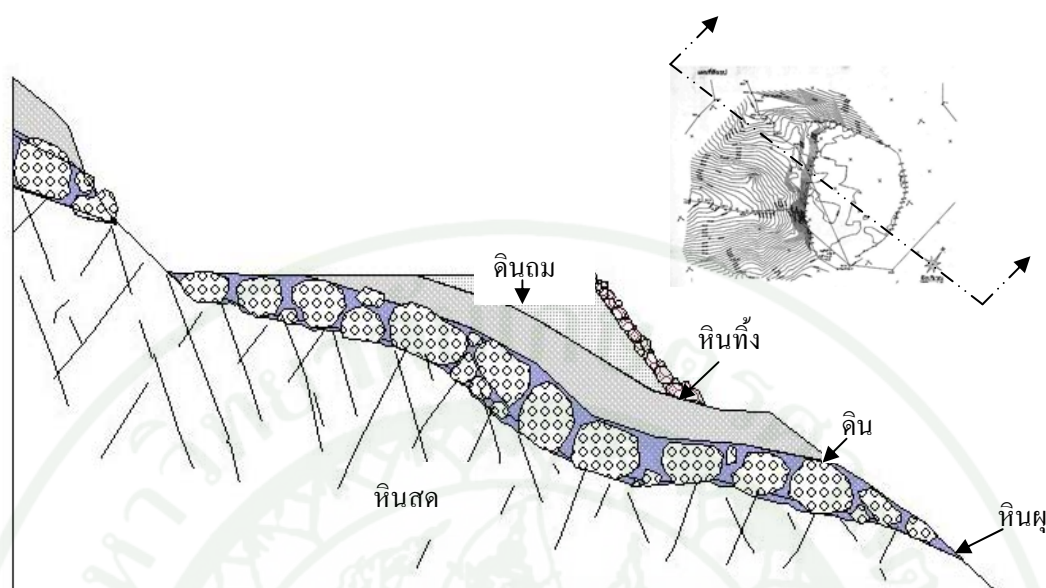
ตารางที่ 12 ระบายรอยแยกที่เก็บข้อมูลได้ในจุดสำรวจ หน้าผาด้านบน-ล่างในสนาม

จุดสำรวจ	ระบายรอยแยก (Joint plane)				
	ระบาย 1	ระบาย 2	ระบาย 3	ระบาย 4	ระบาย 5
1	280/65	264/20	030/60	116/65	170/90
2	284/74	140/30	355/70	200/35	110/65
3	010/60	235/35	330/90	-	-
4	220/35	310/75	-	-	-
5	090/80	215/85	355/25	-	-
6	285/25	270/65	010/75	160/65	-



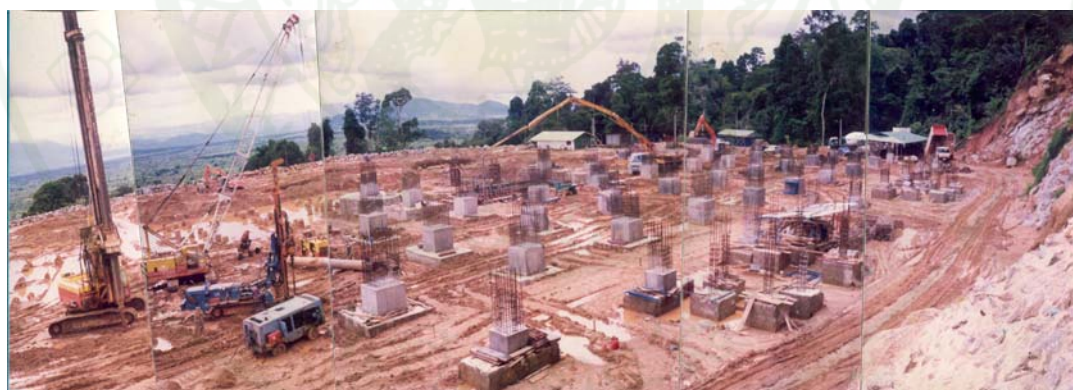
ภาพที่ 40 ตำแหน่งการสำรวจทางธรณีของหน้าผาด้านบนและด้านล่าง

ที่มา: สุทธิศักดิ์ (2552)



ภาพที่ 41 จำลองกรณีโครงสร้างของหินบริเวณฐานรากที่จะใช้ก่อสร้างเจดีย์ฯ

ที่มา: สุทธิศักดิ์ (2552)



ภาพที่ 42 การปรับระดับพื้นที่ โดยหน้า Slope เป็นหินแข็งปรากฏให้เห็นอย่างชัดเจน

ที่มา: สุทธิศักดิ์ (2552)



ภาพที่ 43 แสดงรอยแยกในเนื้อหินแกรนิต ซึ่งมีรอยแยกตัดกันอย่างน้อย 3 แนวตัดกัน

ที่มา: สุทธิศักดิ์ (2552)



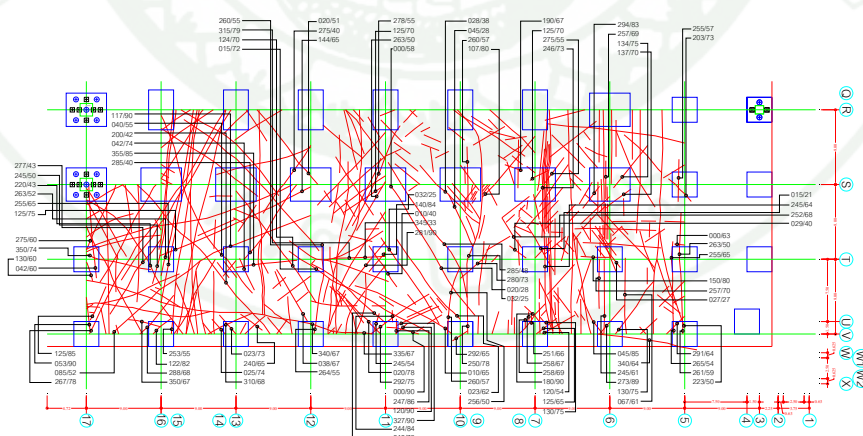
ภาพที่ 44 แสดงดินที่เกิดจากการผุพังของหินแกรนิตในพื้นที่

ที่มา: สุทธิศักดิ์ (2552)



ภาพที่ 45 แสดงหินทิ้งขนาดใหญ่บริเวณหน้า Slope ด้านล่าง

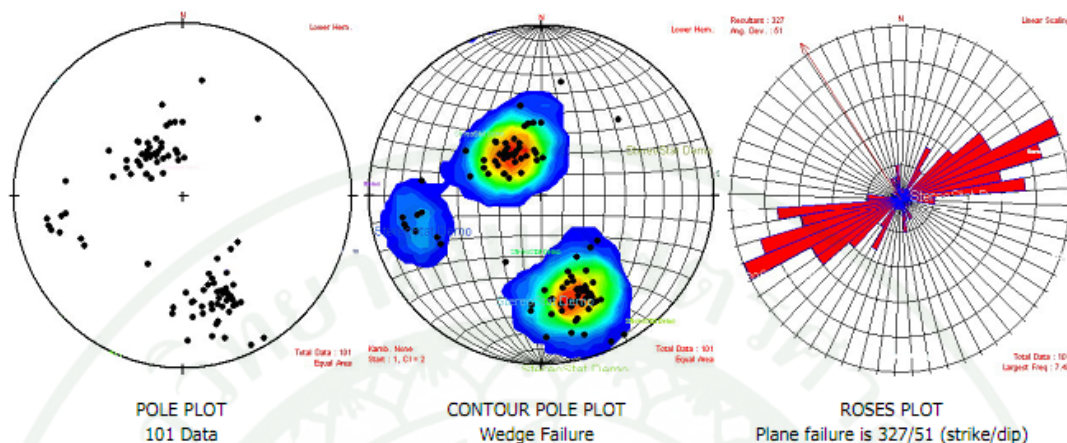
ที่มา: สุทธิศักดิ์ (2552)



ภาพที่ 46 แสดงการสำรวจทางธรณีในสนามบริเวณก่อสร้างฐานรากเจดีย์ฯ

ที่มา: สุทธิศักดิ์ (2552)

STEREONET OF FOUNDATION (KHOA-SUKIM PROJECT)



ภาพที่ 47 การวิเคราะห์ Stereonet โดยการนำข้อมูลที่ได้มาจากการรวบรวมในสนามบริเวณ
ก่อสร้างฐานรากเจดีย์ฯ

ที่มา: สุทธิศักดิ์ (2552)

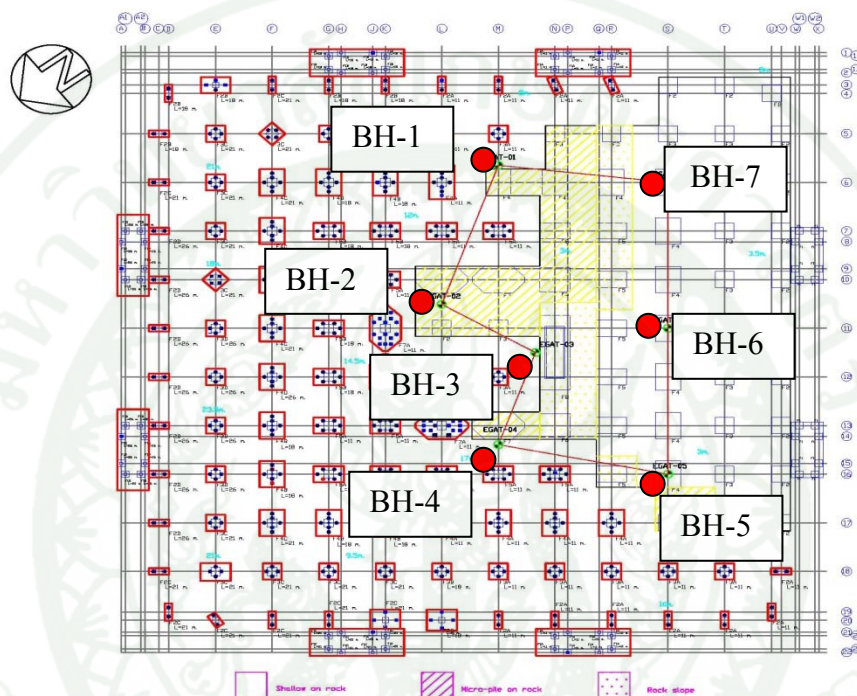
โดยการนำข้อมูลทางธรณีวิทยาที่รวบรวมได้จากภาพที่ 46 สามารถวิเคราะห์ Stereonet หา
ค่า Plane failure ได้ดังภาพที่ 47 สามารถสรุปได้ดังนี้ 327/51 (Strike/dip)

การเก็บข้อมูลได้ทำการเจาะสำรวจ ตามตำแหน่งการเจาะสำรวจดังภาพที่ 48 และลักษณะ
ชั้นดินและชั้นหิน ในภาพที่ 49 และภาพที่ 50 และภาพที่ 51 ผลการทดสอบดิน - หินฐานรากนี้
ใช้เป็นข้อมูลพื้นฐานในการทำงานขั้นตอนอื่นๆ การวิเคราะห์และแปลผล พฤติกรรมการรับน้ำหนัก
บรรทุกของเสาเข็ม และการเลือกพารามิเตอร์ในการออกแบบให้เหมาะสม เป็นต้น

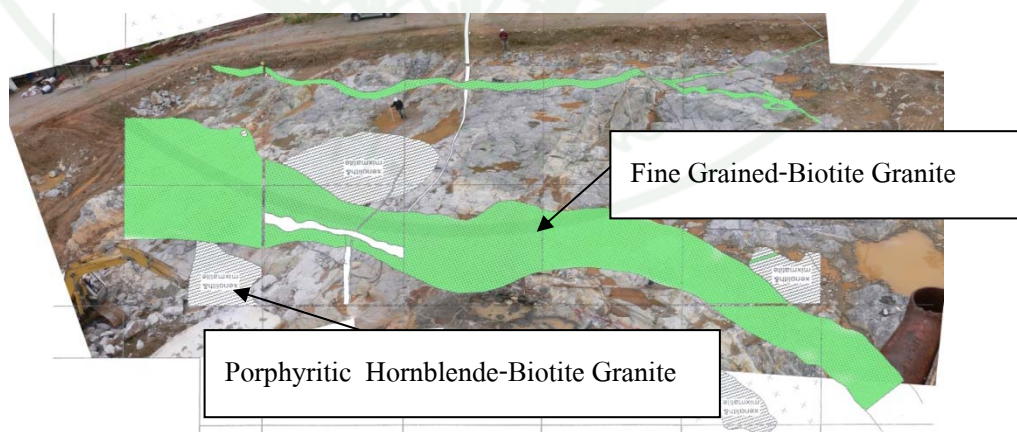
การประเมินค่า Rock Quality Designation (RQD)

จากข้อมูลการเจาะสำรวจมวลหินฐานรากบริเวณฐานรากคาน โดยจำแนกตามชนิดของหิน
Pegmatite, Fine Grained-Biotite Granite, Xenolith or Migmatite และ Porphyritic Hornblende-
Biotite Granite ได้แสดงไว้ในภาพที่ 49 ด้วยค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่า RQD ที่เปลี่ยนแปลงไป
ตามความลึกจากหลุมเจาะสำรวจ (Drill Hole, DH) พบว่า หินฐานรากโดยรวมมีค่า RQD เฉลี่ย

70 - 100 % จัดอยู่ในระดับ fair - Excellent ที่ระดับความลึกผิวบนที่ 0-1 m. ค่า RQD มีค่าต่ำกว่า 50% มีรอยแตกค่อนข้างมาก ในการก่อสร้างต้องมีการขุดเปิดหินในส่วนบนลึกประมาณ 0-2 m. เพื่อนำหินที่มีรอยแตก และระดับการผุพังสูงออก ดังนั้นโดยรวมค่า RQD มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามความลึก เมื่อจำแนกตามชนิดหินฐานราก ดังตารางที่ 13



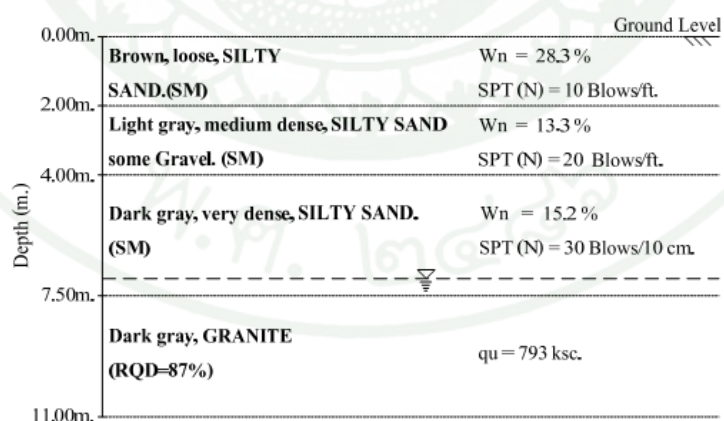
ภาพที่ 48 ตำแหน่งหลุมเจาะสำรวจบริเวณฐานรากต้น



ภาพที่ 49 ลักษณะของหินฐานรากบริเวณโครงการก่อสร้างเจดีย์ฯ

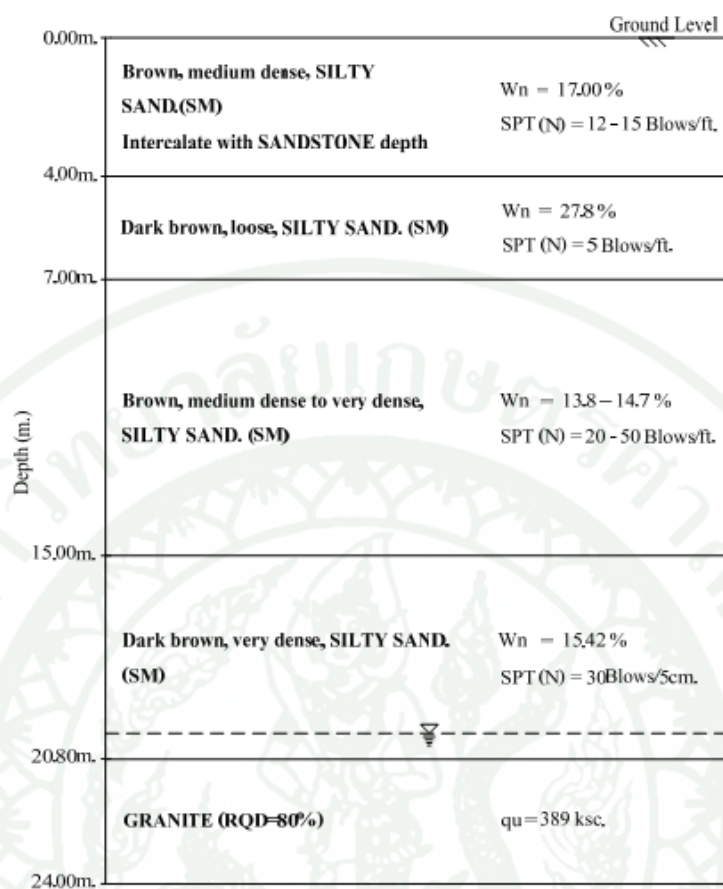
ตารางที่ 13 สรุปการหาค่า RQD ของหลุมเจาะสำรวจบริเวณฐานรากดิน

DEPTH (m.)	BH-1 %	BH-2 %	BH-3%	BH-4%	BH-5%	BH-6% 45°	BH-7% 45°	BH-8 %
0-1	-	-	-	-	78	63	74	56
1-2	-	60	-	-	89	62	57	90
2-3	56	88	-	-	90	94	94	88
3-4	79	71	-	-	95	80	87	93
4-5	73	72	-	-	95	85	98	92
5-6	94	96	-	-	94	98	88	72
6-7	95	-	-	-	-	82	89	-
7-8	85	-	-	-	-	55	78	-
8-9	87	-	90	32	-	-	-	-
9-10	49	-	91	92	-	-	-	-
10-11	-	-	90	54	-	-	-	-
11-12	-	-	76	70	-	-	-	-
12-13	-	-	90	99	-	-	-	-



ภาพที่ 50 ความลึกชั้นดิน 0.00 - 10.00 เมตร

ที่มา: วีรพงษ์ (2551)



ภาพที่ 51 ความลึกชั้นดิน 0.00 - 25.00 เมตร

ที่มา: วีรพงษ์ (2551)

การทดสอบในห้องปฏิบัติการโดยทำการทดสอบ Uniaxial Compressive Test ในหิน Granite ทดสอบจำนวน 32 ข้อมูล โดยทำการทดสอบบริเวณตำแหน่งที่ทำการเจาะสำรวจในภาพที่ 48 การประเมินค่าผลการทดสอบ พบว่า ค่าเฉลี่ยของ Intact Rock ให้ค่า Elastic Modulus เท่ากับ 555,417 ksc. และค่า Stiffness, $K = 341.9 \text{ ton/mm}$ ดังภาพที่ 52 แสดงการทดสอบหิน Granite



ภาพที่ 52 การทดสอบ Uniaxial Compressive Test จากข้อมูลการเจาะสำรวจ

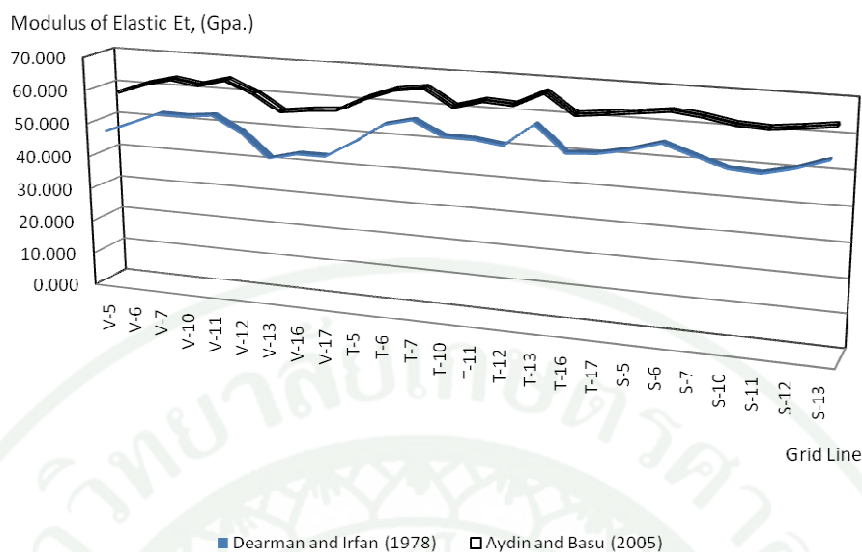
การรวบรวมข้อมูล Schmidt Hammer Test โดยพื้นที่ที่ทำการทดสอบเป็นบริเวณตำแหน่งการวางฐานรากตื้น ดังภาพที่ 53



ภาพที่ 53 พื้นที่การทดสอบ Schmidt Hammer Test บริเวณฐานรากตื้น

ตารางที่ 14 ผลการทดสอบ Uniaxial Compressive Test

หลุมเจาะ	Depth/N	v	E ksc	L-Strain	Deta, Δ mm.	Load ton	Stiffness k , t/mm	Dia. cm	Length cm.	Stress ksc
EGAT-5-1	0-1/6.1			360	0.0338	11.766	347.706	4.70	9.40	678.20
	0-1/6.2			315	0.0295	10.279	348.637	4.68	9.36	597.56
	0-1/3			300	0.0284	9.784	344.878	4.73	9.456	557.25
	1-2/6			340	0.0321	11.105	346.006	4.72	9.44	634.69
	1-2/3.1			275	0.0260	8.957	345.043	4.72	9.44	511.92
	1-2/3.2			300	0.0283	9.784	345.463	4.72	9.44	559.14
	2-3/1.1			230	0.0218	7.470	343.329	4.73	9.46	425.13
	2-3/1.2			310	0.0293	10.114	344.881	4.73	9.46	575.59
	0-1/7	0.21	413,000	300	0.0283	9.784	345.463	4.72	9.44	559.14
	1-2/3	0.14	576,000	400	0.0380	13.088	344.429	4.75	9.50	738.59
	2-3/3	0.24	309,500	350	0.0331	11.436	345.391	4.73	9.46	650.82



ภาพที่ 54 ผลการทดสอบ Schmidt Hammer Test ตามตำแหน่งฐานรากในสนาม

จากภาพที่ 54 สามารถสรุปค่าเฉลี่ยของสูตรเชิงประสพการณ์ (Empirical Formula) ดังตารางที่ 1 ที่ใช้กับหินแกรนิต (Granite) โดย Dearman and Irfan (1978) ให้ค่าเฉลี่ย $E_r = 52.336$ Gpa. และ Aydin and Basu (2005) ให้ค่าเฉลี่ย $E_r = 61.567$ Gpa.

การรวบรวมข้อมูลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

การรวบรวมข้อมูลการทดสอบน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มได้รับการอนุเคราะห์จากโครงการก่อสร้างเจดีย์บูรพาจิตวิริยาประชาสามัคคี และศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ข้อมูลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกแบ่งออกเป็นข้อมูลการทดสอบ Static Load Test และการทดสอบ Dynamic Load Test ซึ่งในงานวิจัยนี้มีข้อมูลทั้งหมด แสดงในตารางที่ 15

ตารางที่ 15 จำนวนข้อมูลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

รายการ	จำนวนข้อมูล	
	Static Load Test	Dynamic Load Test
ข้อมูลการทดสอบเสาเข็มตอก	8	268

ข้อมูลผลการทดสอบ Static Load Test เป็นความสัมพันธ์ของน้ำหนักบรรทุก และค่าการเคลื่อนตัวที่หัวเสาเข็ม ข้อมูลเหล่านี้จะทำให้ทราบถึงพฤติกรรมขณะทดสอบกำลังการรับน้ำหนัก และประเมินกำลังรับน้ำหนัก จากทฤษฎีพื้นฐานในการศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม รายละเอียดของเสาเข็มทดสอบและค่าการทรุดตัวที่หัวเสาเข็มแสดงในตารางที่ 16 และ 17 ตามลำดับ ตำแหน่งการทดสอบเสาเข็มแสดงในภาพที่ 55

ตารางที่ 16 รายละเอียดเสาเข็มทดสอบกำลังรับน้ำหนักโดยวิธี Static Load Test

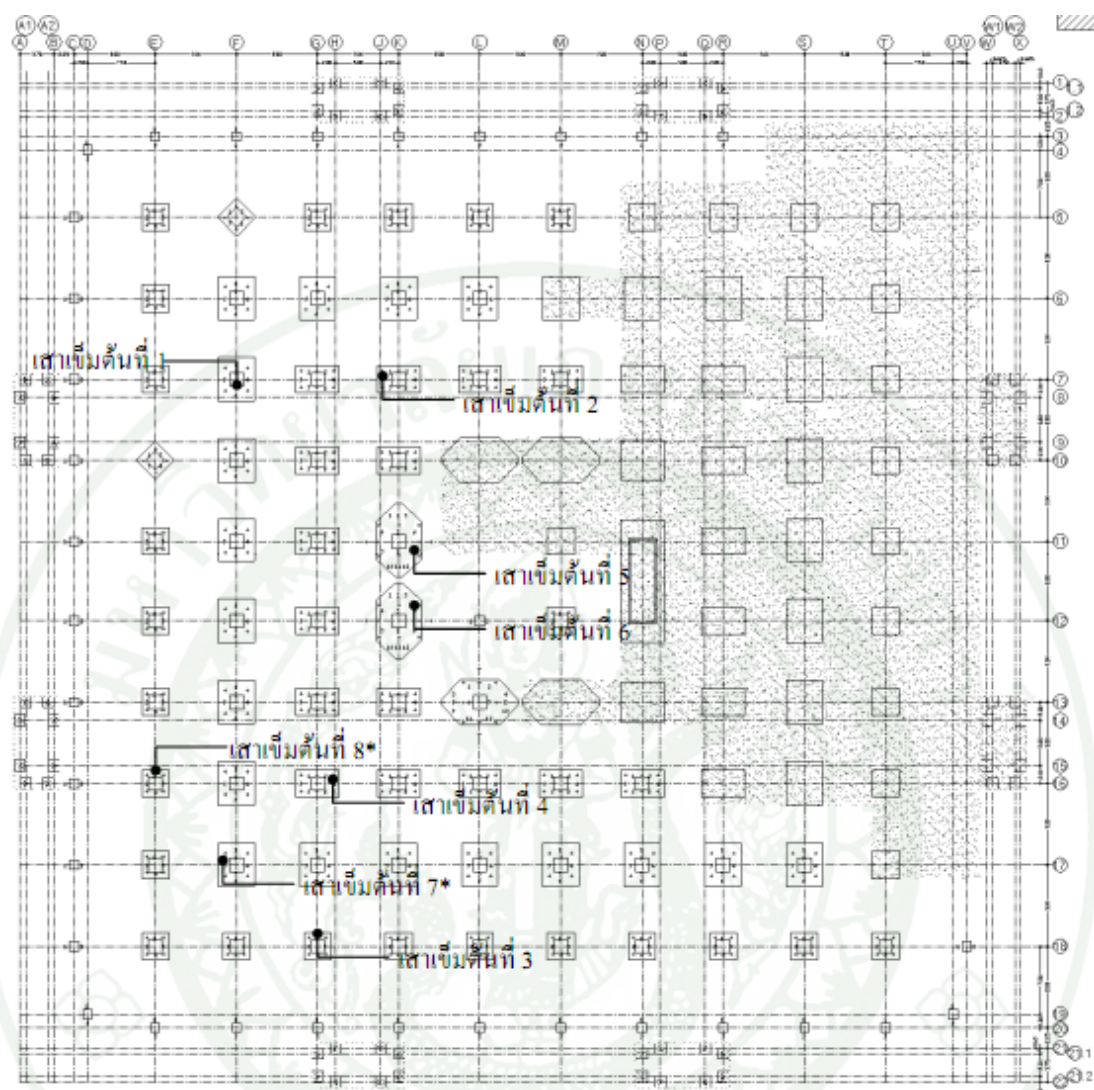
ลำดับที่	ตำแหน่งฐานราก	ความยาวเสาเข็ม (ม.)	การทรุดตัวที่ Last 10 Blows (ซม.)
1	F7-5	16.80	0.90
2	K7-3	16.20	1.70
3	G18-1	20.70	2.00
4	G16-4	10.90	2.40
5	K11-8	8.00	2.00
6	K12-5	10.30	1.40
7*	F17-3	17.40	2.10
8*	E16-1	23.40	2.50

หมายเหตุ * ติดตั้ง Strain Gauge ในเสาเข็ม

ตารางที่ 17 ค่าการทรุดตัวจากการทดสอบ Static Load Test

ลำดับที่	รอบที่ 1			รอบที่ 2		
	การทรุดตัว ทั้งหมด	การทรุดตัว สุทธิ	อัตรา การทรุดตัว	การทรุดตัว ทั้งหมด	การทรุดตัว สุทธิ	อัตรา การทรุดตัว
	(ชม.)	(ชม.)	ชม./ตัน	(ชม.)	(ชม.)	ชม./ตัน
1	1.83	0.40	0.015	4.46	0.58	0.019
2	1.76	1.49	0.018	5.86	1.64	0.032
3	1.14	1.08	0.016	4.46	0.38	0.024
4	2.82	1.67	0.042	8.38	3.12	0.050
5	2.30	1.14	0.029	7.42	4.03	0.060
6	1.52	0.92	0.018	6.28	3.08	0.050
7*	1.49	1.30	0.014	6.15	1.44	0.010
8*	2.02	1.55	0.022	7.95	3.59	0.079

หมายเหตุ * ติดตั้ง Strain Gauge ในเสาเข็ม



ภาพที่ 55 ตำแหน่งทดสอบ Static Load Test และเสาเข็มติดตั้ง Strain Gauge

หมายเหตุ * ติดตั้ง Strain Gauge ในเสาเข็ม

ที่มา: วีรพงษ์ (2551)

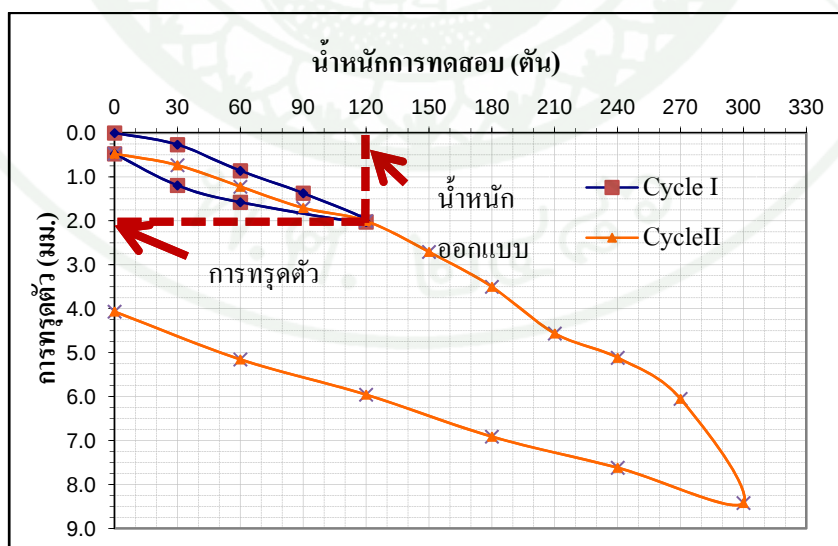
การวิเคราะห์หาค่าสตีเฟนสของเสาเข็ม

พิจารณาจากความลาดเอียงของเส้นความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่มากกระทำกับการทรุดตัวของเสาเข็มในช่วง(Working range) โดยวัดจากจุดเริ่มต้นไปยังจุดที่น้ำหนักที่มากกระทำเท่ากับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน(Secant Modulus) ดังแสดงตัวอย่างการคำนวณหาค่าสตีเฟนสของเสาเข็มในภาพที่ 56 โดยใช้สมการที่ 63 ในการคำนวณ

$$K_s = \Delta P / \Delta w \quad (63)$$

เมื่อ K_s = สตีเฟนสของเสาเข็ม (ตันต่อเมตร)
 ΔP = น้ำหนักบรรทุกออกแบบของเสาเข็ม(ตัน)
 Δw = ค่าการทรุดตัว ณ ตำแหน่งที่น้ำหนักกระทำมีค่าเท่ากับน้ำหนักบรรทุกออกแบบ (เมตร)

เช่นในตัวอย่างภาพที่ 56 เมื่อน้ำหนักบรรทุกที่ออกแบบไว้มีค่าเท่ากับ 120 ตัน ค่าการทรุดตัวเท่ากับ 2.0 มิลลิเมตร ดังนั้นค่าสตีเฟนสของเสาเข็มเมื่อคำนวณตามสมการ 63 จะเท่ากับ $(120/2.0) \times 1,000 = 60,000$ ตันต่อเมตร



ภาพที่ 56 การคำนวณค่าสตีเฟนสของเสาเข็มตอกชนิดสี่เหลี่ยมตัน ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.525 เมตร

การวิเคราะห์หาค่าสถิติในสของฐานรากแผ่

สามารถคำนวณจากความสัมพันธ์เชิงทฤษฎีอิลาสติก จากสูตรเชิงประสพการณ์โดยมีแนวคิดที่ว่าปฏิสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นในการแยกส่วนวิเคราะห์มีสองส่วน ส่วนแรกคือปฏิสัมพันธ์โครงสร้างอาคารกับฐานรากโดยมีแรง $q(x,y)$ เป็นแรงกระทำระหว่างโครงสร้าง (สมมติการทรุดตัวเกิดขึ้นเท่ากัน) ส่วนที่สองคือปฏิสัมพันธ์ฐานรากกับดินโดยมีแรงต้านของชั้นดินใต้ฐานราก $p(x,y)$ กับการทรุดตัวของชั้นดิน $w(x,y)$ Winkler (1867) เสนอค่าสัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของชั้นดิน $k(x,y)$ เป็นสัดส่วนเชิงเส้นของ $p(x,y)/w(x,y)$ ณ จุดๆหนึ่ง มีหน่วยเป็นแรงต่อพื้นที่ต่อระยะการทรุดตัว ซึ่งเป็นการแทนพฤติกรรมด้วยแบบจำลองสปริงเชิงเส้น ดังนั้นจึงได้รวบรวมสมการเชิงประสพการณ์ดังตารางที่ 10 มาคำนวณหาค่า สถิติในสของฐานรากแผ่ k_s โดยยกตัวอย่างดังต่อไปนี้

การคำนวณได้ยกตัวอย่างฐานราก F5 ที่มีขนาด 4.00×4.00 เมตร ความลึกของฐานราก 1.0 เมตร ฐานรากมีกำลังอัดคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่ 28 วัน $f_c' = 210$ กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร โมดูลัสยืดหยุ่นของหิน $E_s = 5,726,833.33$ ตันต่อเมตร และค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตฐานราก $E_f = 2,191,096.16$ ตันต่อเมตร โมเมนต์ความเฉื่อยของฐานราก $I_x = 0.33 \text{ m}^4$ ค่าอัตราส่วนปัวซอง $V_s = 0.2$

จากสมการของ Biot (1937) ดังสมการที่ 46

$$k_s = \frac{0.95E_s}{B_f(1 - V_s^2)} \left[\frac{B_f^4 E_s}{(1 - V_s^2) E_f I_f} \right]^{0.108} \quad (64)$$

เมื่อ	k_s	คือ	สัมประสิทธิ์การต้านทานแรงกดของดิน (MPa/m)
	E_s, E_f	คือ	โมดูลัสยืดหยุ่นของดินและฐานราก (MPa)
	V_s	คือ	อัตราส่วนปัวซองของดิน
	B_f, L_f, H_f	คือ	ความกว้าง, ความยาว และความหนาของฐานราก (m)
	I_f	คือ	โมเมนต์ความเฉื่อยของฐานราก (m^4)
	H_s	คือ	ความหนาของชั้นดิน (m)

จากสมการ 64 สามารถหาค่า $k_s = 3,235,221.19$ ตันต่อเมตร

แนวทางการวิเคราะห์และจำลองการทรุดตัวของฐานรากอาคาร

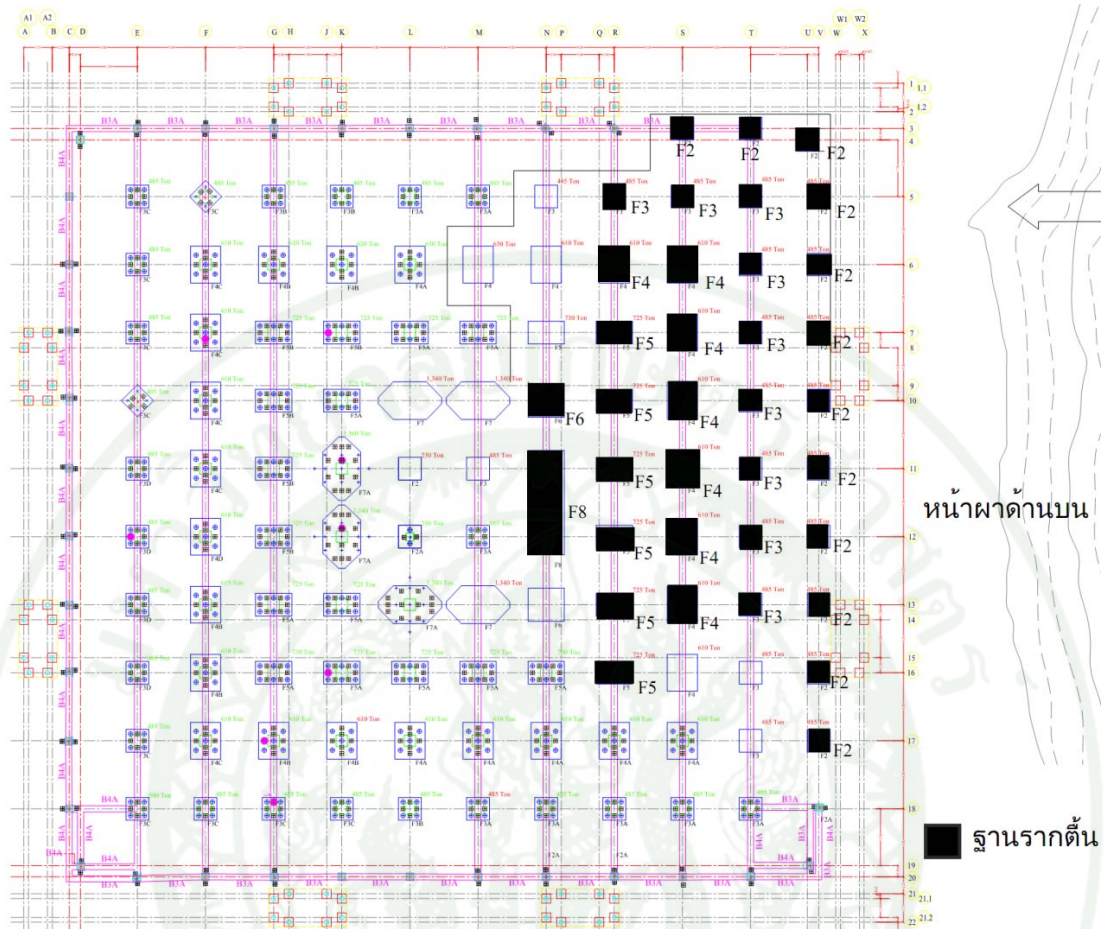
แนวทางในการวิเคราะห์นั้น ใช้หลักการของวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (FEM) เป็นวิธีการคำนวณเชิงตัวเลขเพื่อใช้หาผลเฉลยของสมการทางคณิตศาสตร์ (Differential Equation) หลักการของวิธี FEM คือการประมาณโดยการแบ่งบริเวณของปัญหาออกเป็นขอบเขตย่อยๆ แล้วพิจารณาสมดุลของแรงในแต่ละชิ้นส่วนย่อยทีละส่วน โดยการจำลองโมเดลจะใช้โปรแกรม STAAD PRO ในการวิเคราะห์และจำลองหาค่าการทรุดที่แตกต่างกัน โดยมีขั้นตอนดังนี้

1. สร้างแบบจำลองของตัวอาคาร โครงสร้างเพื่อวิเคราะห์โครงสร้าง
2. ในการสร้างแบบจำลองของจตุรรองรับจะสมมุติให้จตุรรองรับเป็นแบบสปริงเพื่อให้เป็นไปตามสมมุติฐานของ Winkler (1867)
3. วิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกทุกในกรณี Full Load เพื่อหาค่าน้ำหนักบรรทุกที่วิกฤต ที่จะทำให้เกิดการทรุดตัวเกินกว่ากำลังขององค์อาคารจะรับได้

ผลและวิจารณ์

การศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างอาคาร ประกอบด้วย การวิเคราะห์พฤติกรรมการทรุดตัวโดยใช้ Elastic Theory และเปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนาม การวิเคราะห์พฤติกรรม การรับแรงรวมถึงการทรุดตัวของระบบ โครงสร้างโดย FEM โดยให้จุดรองรับน้ำหนักที่กระทำเป็น วัสดุยืดหยุ่นคือหินเป็นฐานรองรับ ซึ่งได้จำลองฐานรองรับแบบยืดหยุ่นเป็นสปริงตามแบบจำลอง ของ Winkler ค่าสติฟเนสของสปริงหาได้โดยผลการทดสอบ Static Pile Load Test และ Dynamic Pile Load Test จากการวิเคราะห์ระบบ โครงสร้างทำให้ทราบค่าการทรุดตัว ระหว่างฐานราก 3 ชนิด ได้แก่ 1. ฐานรากตื้น 2. ฐานรากเสาเข็มตอก 3. ฐานรากเสาเข็มเจาะในชั้นหิน รวมทั้ง แรงเฉือน และโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้น นำค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดมาเปรียบเทียบกับค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ ของคอนกรีตตามข้อกำหนดของ ว.ส.ท. ตารางที่ 6001 และ ACI 9.5.2.3 ดังนี้ หน่วยแรงเฉือนแบบ คานที่ยอมให้เท่ากับ $0.29 \cdot \sqrt{f'_c}$ และ โมดูลัสแตกร้าวเท่ากับ $1.99 \cdot \sqrt{f'_c}$ โดยที่ f'_c มีหน่วยเป็น กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (ksc) การนำเสนอผลสามารถนำเสนอแบบจำลองไปประยุกต์ใช้ในการหา แนวทางป้องกันการเกิดปัญหาการทรุดตัวที่แตกต่างกันโดยสามารถใช้กับฐานรากที่มีความ หลากหลายรูปแบบที่อยู่ในองค์อาคารเดียวกัน โดยเหตุผลในการออกแบบฐานรากที่แตกต่างกันชนิด กันในอาคารที่มีฐานรากเสาเข็มผสมกับฐานรากตื้นหรือฐานที่วางตัวบนชั้นหินหรือดินนั้น มีสาเหตุ มาจากสภาพภูมิประเทศที่ไม่เอื้ออำนวย

การหาค่าสติฟเนสจากความสัมพันธ์เชิงฮิสเตติกของฐานรากตื้นโดยสูตรเชิงประสบการณ์ ดังตารางที่ 10 สามารถหาค่า k_s - Spring และสามารถจำแนกพื้นที่กลุ่มของฐานรากตื้นที่ใช้ คำนวณหาค่า K - Spring ตามภาพที่ 57 ได้ดังนี้

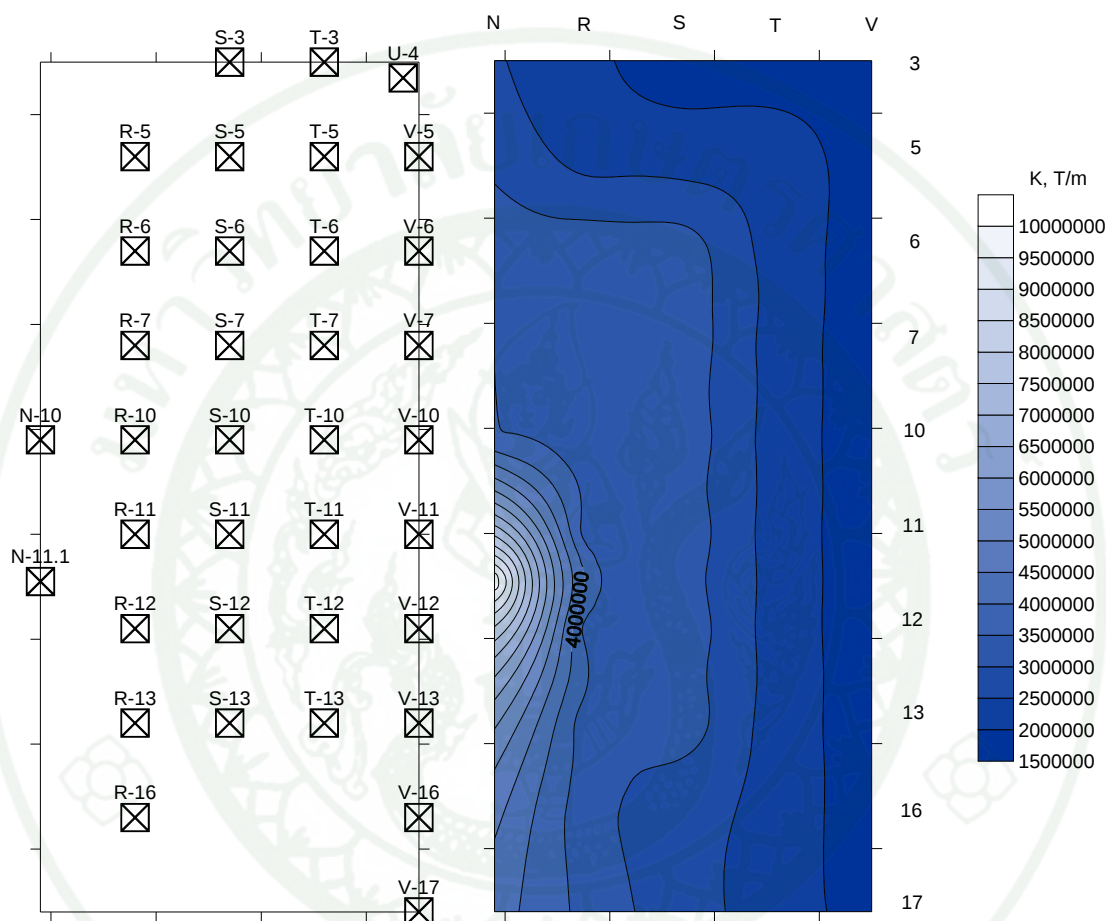


ภาพที่ 57 แบบแปลนแสดงตำแหน่งฐานรากดินในการคำนวณค่า K - Spring

ตารางที่ 18 ข้อมูลการคำนวณหาค่า K - Spring ของฐานรากดิน

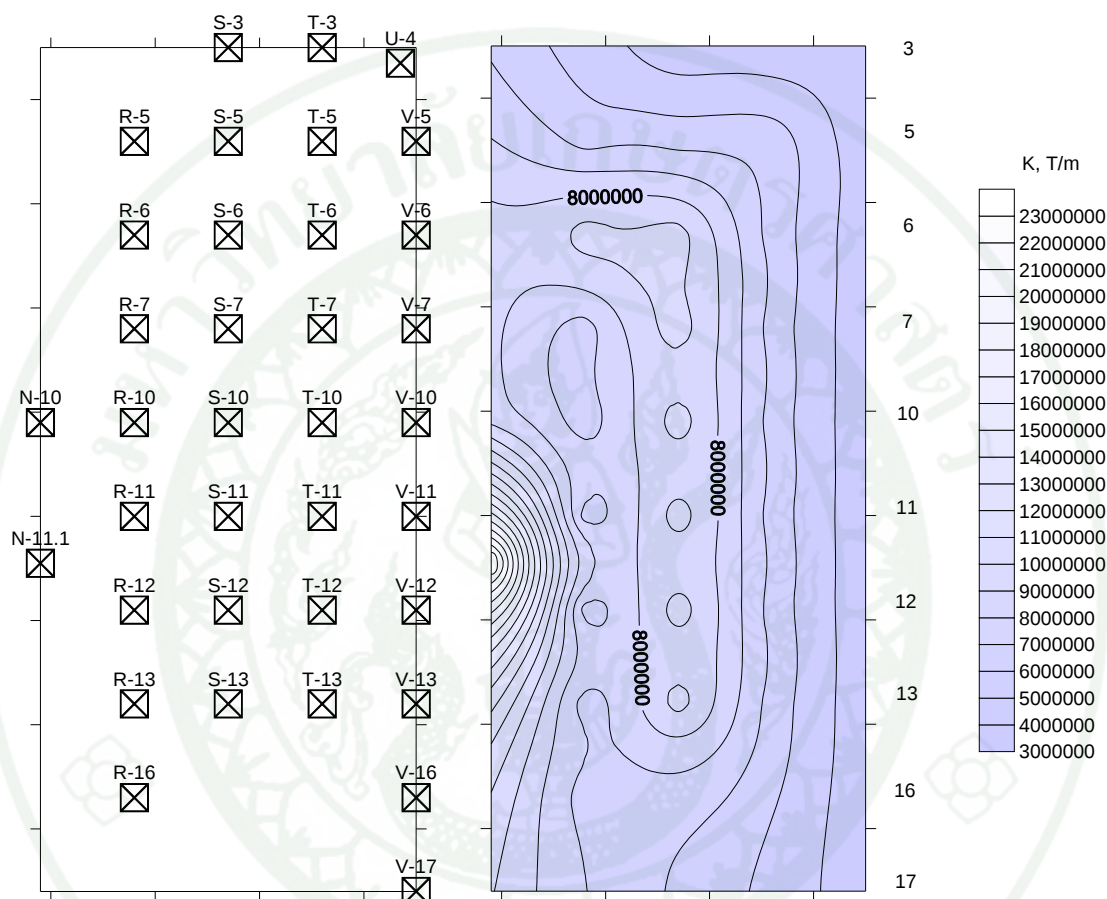
Type of Foundation	Column load	Wide	Length	Depth	Area	Modulus of Elasticity	E_m	Poisson's
	ton	B (m.)	L (m.)	H (m.)	m ²	E (Intact rock) (t/m ² .)	(t/m ² .)	ratio
Shallow Foundation F8	2,784	4.80	13.80	1.80	66.24	4,760,710	476,071	0.2
Shallow Foundation F6	843	4.40	4.80	1.50	21.12	4,760,710	476,071	0.2
Shallow Foundation F4	528	4.00	4.00	1.00	16.00	4,760,710	476,071	0.2
Shallow Foundation F5	700	3.00	4.80	1.50	14.40	4,760,710	476,071	0.2
Shallow Foundation F3	480	3.00	3.00	1.00	9.00	4,760,710	476,071	0.2
Shallow Foundation F2	237	1.50	3.00	1.00	4.50	4,760,710	476,071	0.2

Biot (1937) ได้เสนอสูตรเชิงประสบการณ์จากตารางที่ 10 ใช้หาค่าสตีเฟนของฐานราก
 ดิน โดยใช้ข้อมูลรายละเอียดของฐานราก จากตารางที่ 18 ในการคำนวณและแสดงตำแหน่งค่า
 k Spring ของฐานรากดังในภาพที่ 58



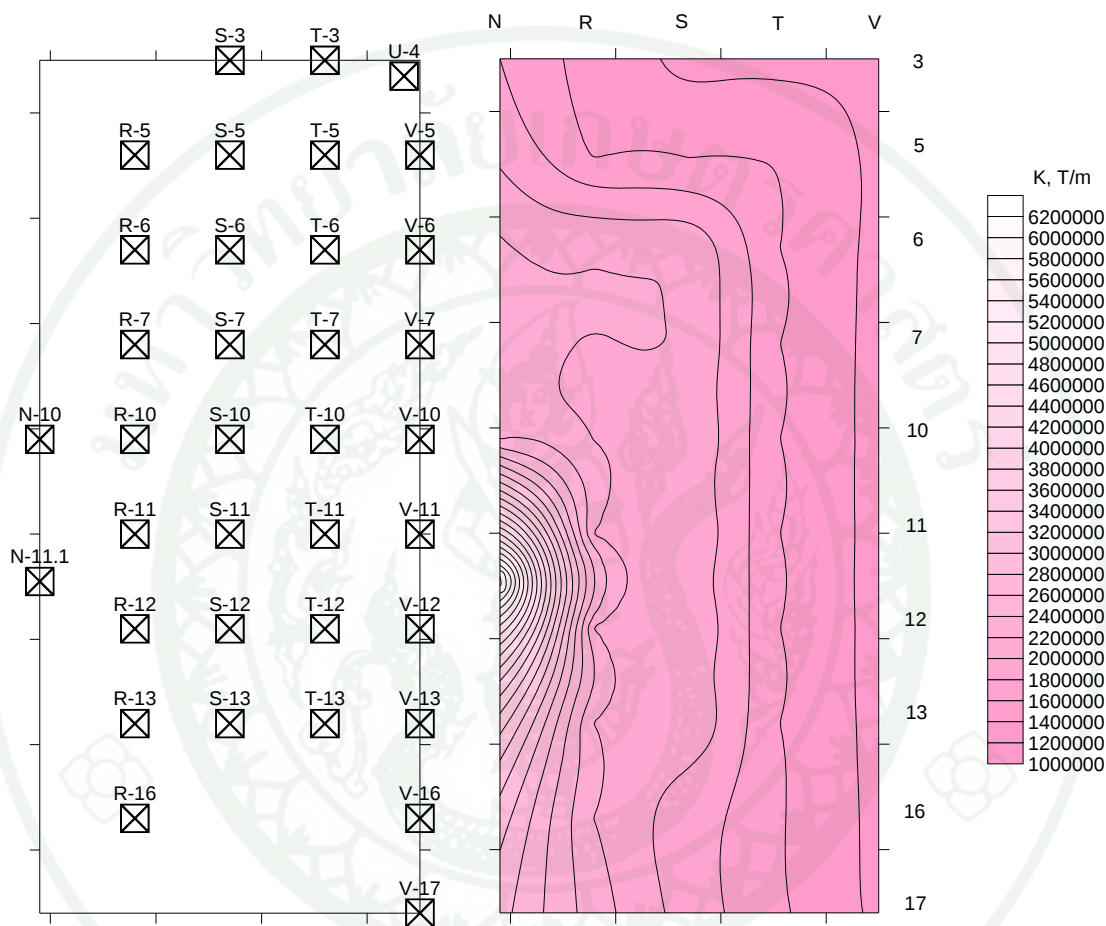
ภาพที่ 58 ตำแหน่งของฐานรากดินและ Contour ค่า k Spring โดยใช้สมการของ Biot (1937)

Kogler and Scheidig (1938) ได้เสนอสูตรเชิงประสพการณ์จากตารางที่ 10 ใช้หาค่า
 สติฟเนสของฐานรากดิน โดยใช้ข้อมูลรายละเอียดของฐานราก จากตารางที่ 18 ในการคำนวณและ
 แสดงตำแหน่งค่า k Spring ของฐานรากดังในภาพที่ 59



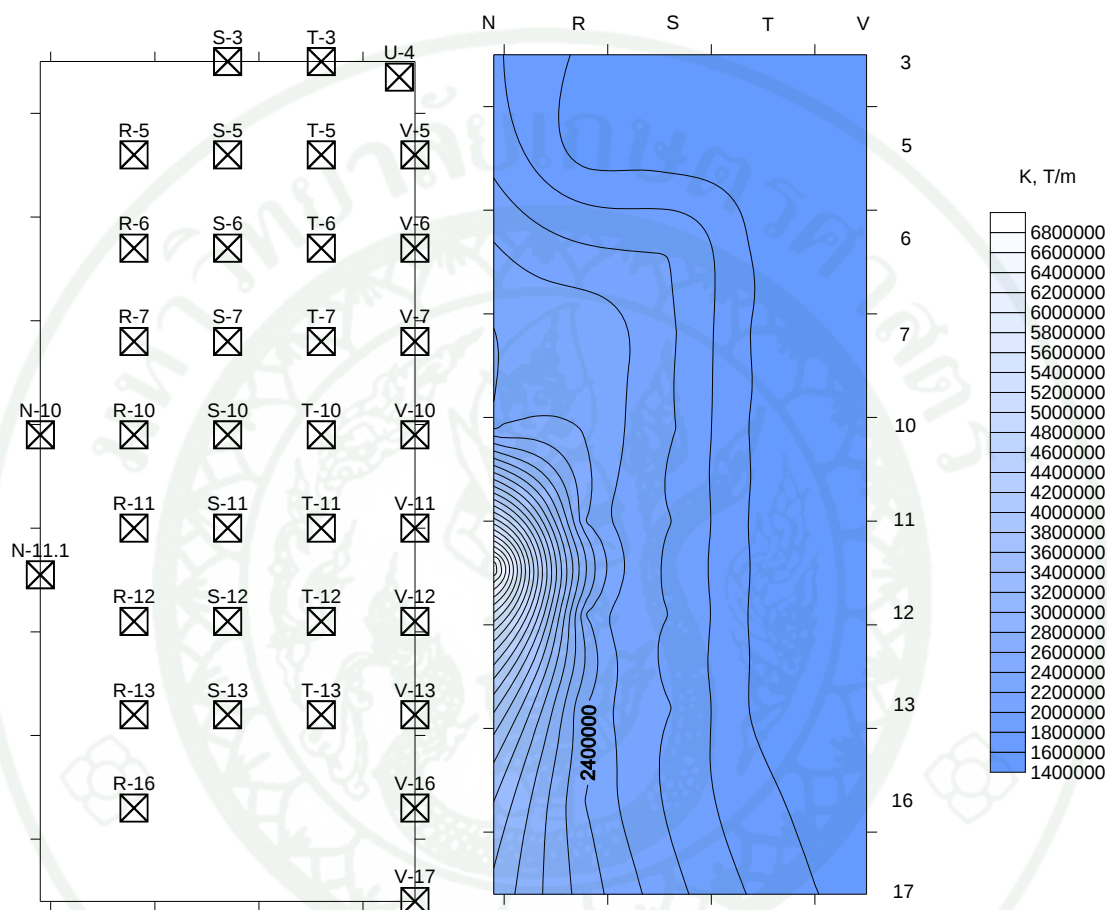
ภาพที่ 59 ตำแหน่งของฐานรากดินและ Contour ค่า k , Spring โดยใช้สมการของ Kogler and
 Scheidig (1938)

Vesic (1961) ได้เสนอสูตรเชิงประจักษ์จากตารางที่ 10 ใช้หาค่าสติฟเนสของฐานราก
ดิน โดยใช้ข้อมูลรายละเอียดของฐานราก จากตารางที่ 18 ในการคำนวณและแสดงตำแหน่งค่า
k Spring ของฐานรากดังในภาพที่ 60



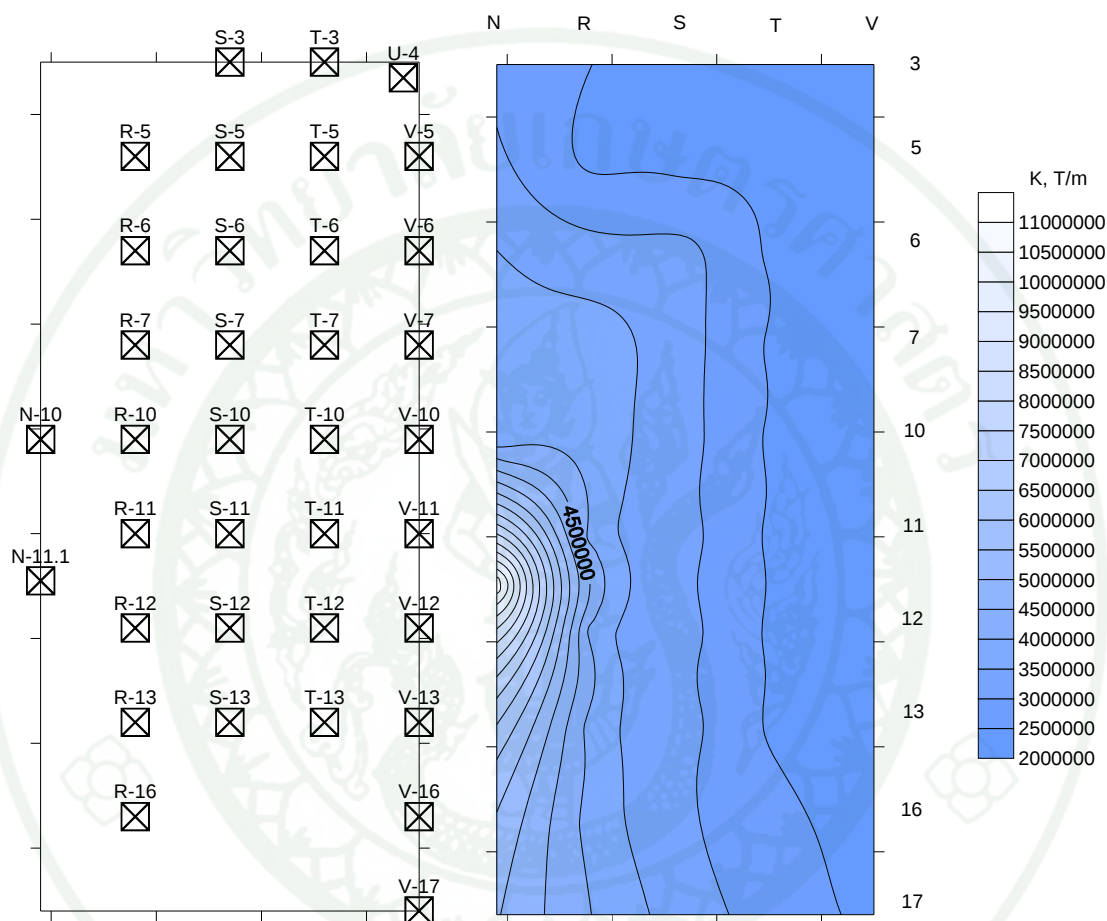
ภาพที่ 60 ตำแหน่งของฐานรากดินและ Contour ค่า k_s Spring โดยใช้สมการของ Vesic (1961)

Meyerhof and Baike (1963) ได้เสนอสูตรเชิงประสพการณ์จากตารางที่ 10 ใช้หาค่า
 สติฟเนสของฐานรากดิน โดยใช้ข้อมูลรายละเอียดของฐานราก จากตารางที่ 18 ในการคำนวณและ
 แสดงตำแหน่งค่า k Spring ของฐานรากดังในภาพที่ 61



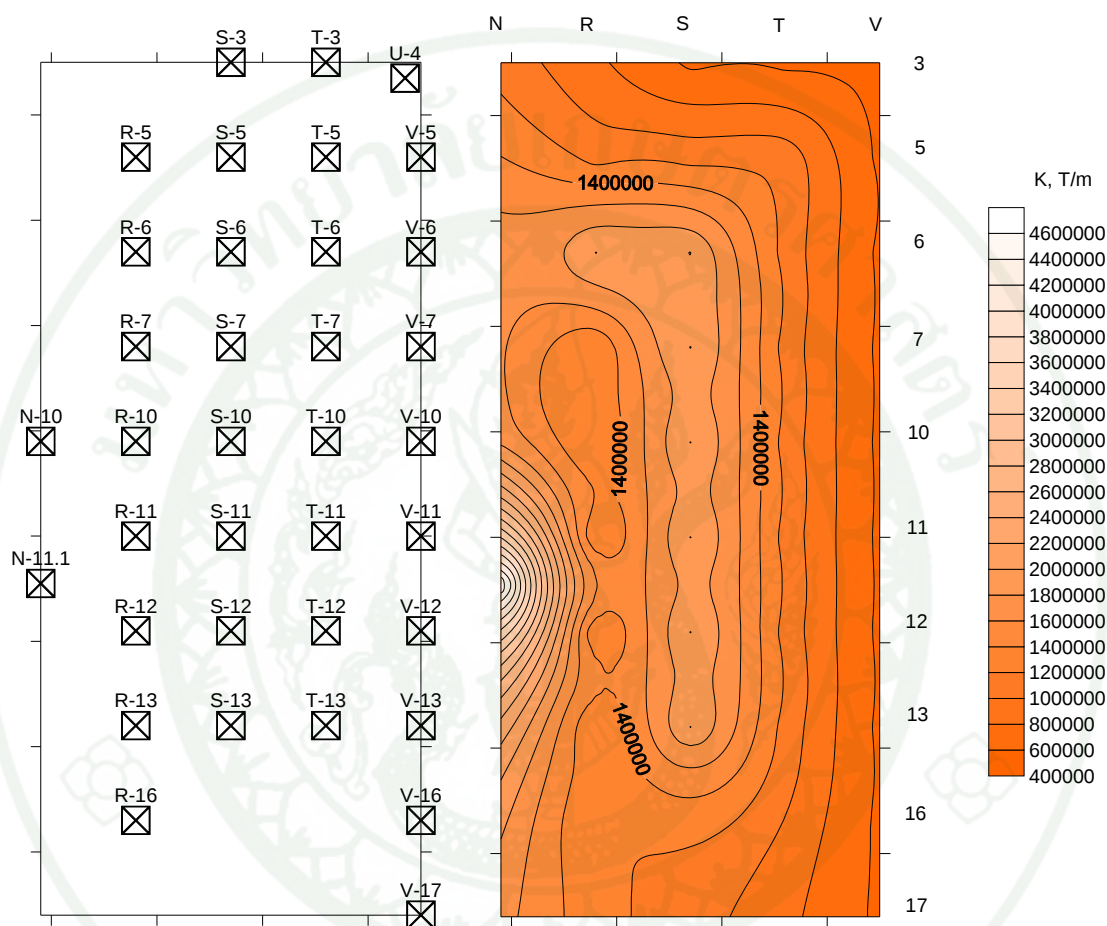
ภาพที่ 61 ตำแหน่งของฐานรากดินและ Contour ค่า k , Spring โดยใช้สมการของ Meyerhof and Baike (1963)

Kloeppe and Glock (1970) ได้เสนอสูตรเชิงประจักษ์จากตารางที่ 10 ใช้หาค่า สติฟเนสของฐานรากดิน โดยใช้ข้อมูลรายละเอียดของฐานราก จากตารางที่ 18 ในการคำนวณและ แสดงตำแหน่งค่า k Spring ของฐานรากดังในภาพที่ 62



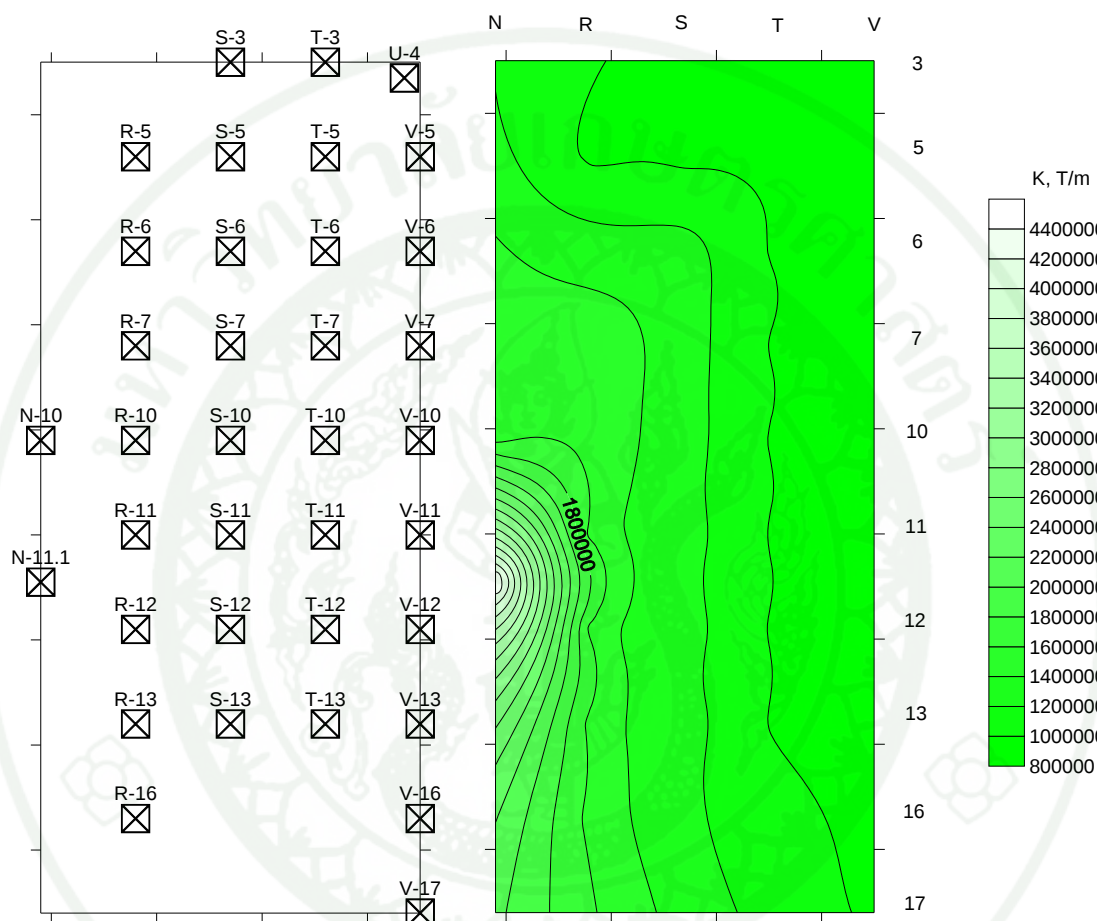
ภาพที่ 62 ตำแหน่งของฐานรากดินและ Contour ค่า k , Spring โดยใช้สมการของ Kloeppe and Glock (1970)

Vesic and Saxena (1974) ได้เสนอสูตรเชิงประจักษ์จากตารางที่ 10 ใช้หาค่าสตีเฟนส์ของฐานรากตื้น โดยใช้ข้อมูลรายละเอียดของฐานราก จากตารางที่ 18 ในการคำนวณและแสดงตำแหน่งค่า k Spring ของฐานรากดังในภาพที่ 63



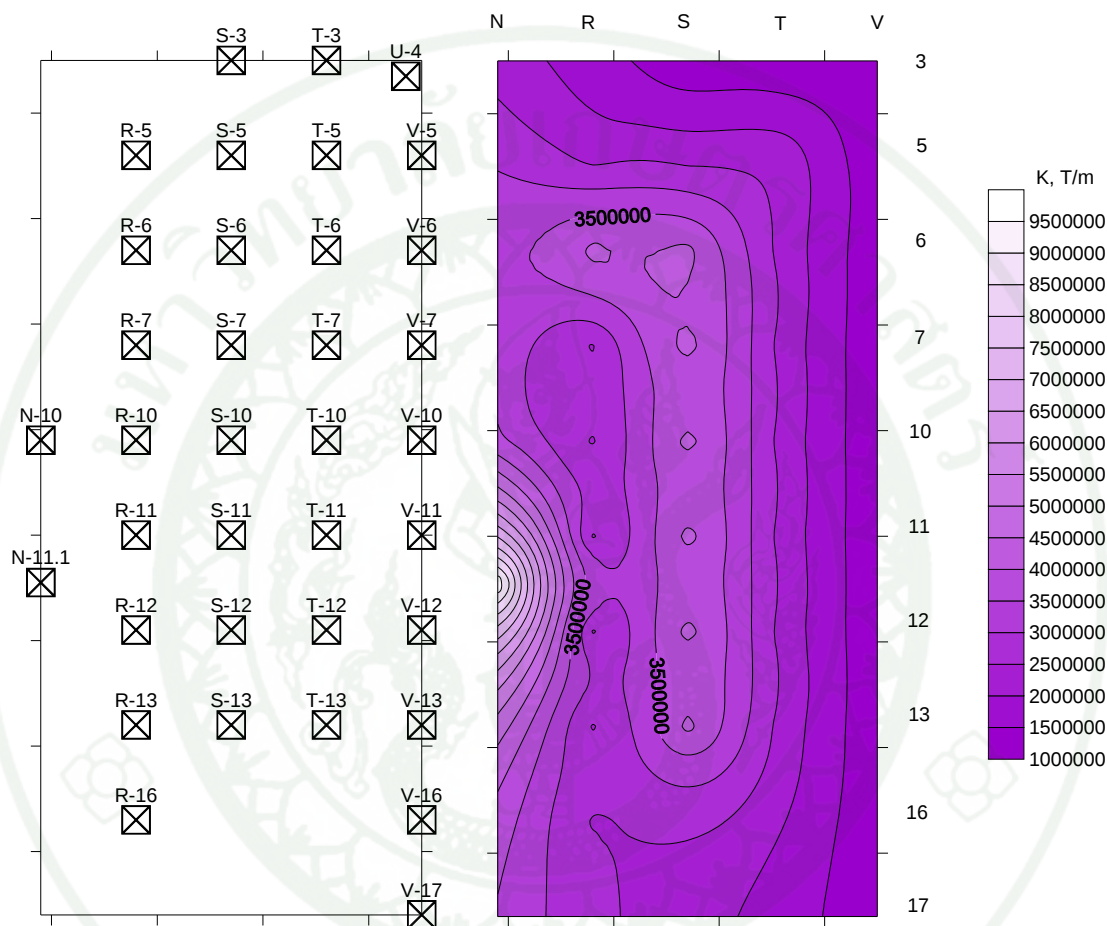
ภาพที่ 63 ตำแหน่งของฐานรากตื้นและ Contour ค่า k , Spring โดยใช้สมการของ Vesic and Saxena (1974)

Selvadurai (1979) ได้เสนอสูตรเชิงประจักษ์จากตารางที่ 10 ใช้หาค่าสตีเฟนสของฐานรากดิน โดยใช้ข้อมูลรายละเอียดของฐานราก จากตารางที่ 18 ในการคำนวณและแสดงตำแหน่งค่า k Spring ของฐานรากดังในภาพที่ 64



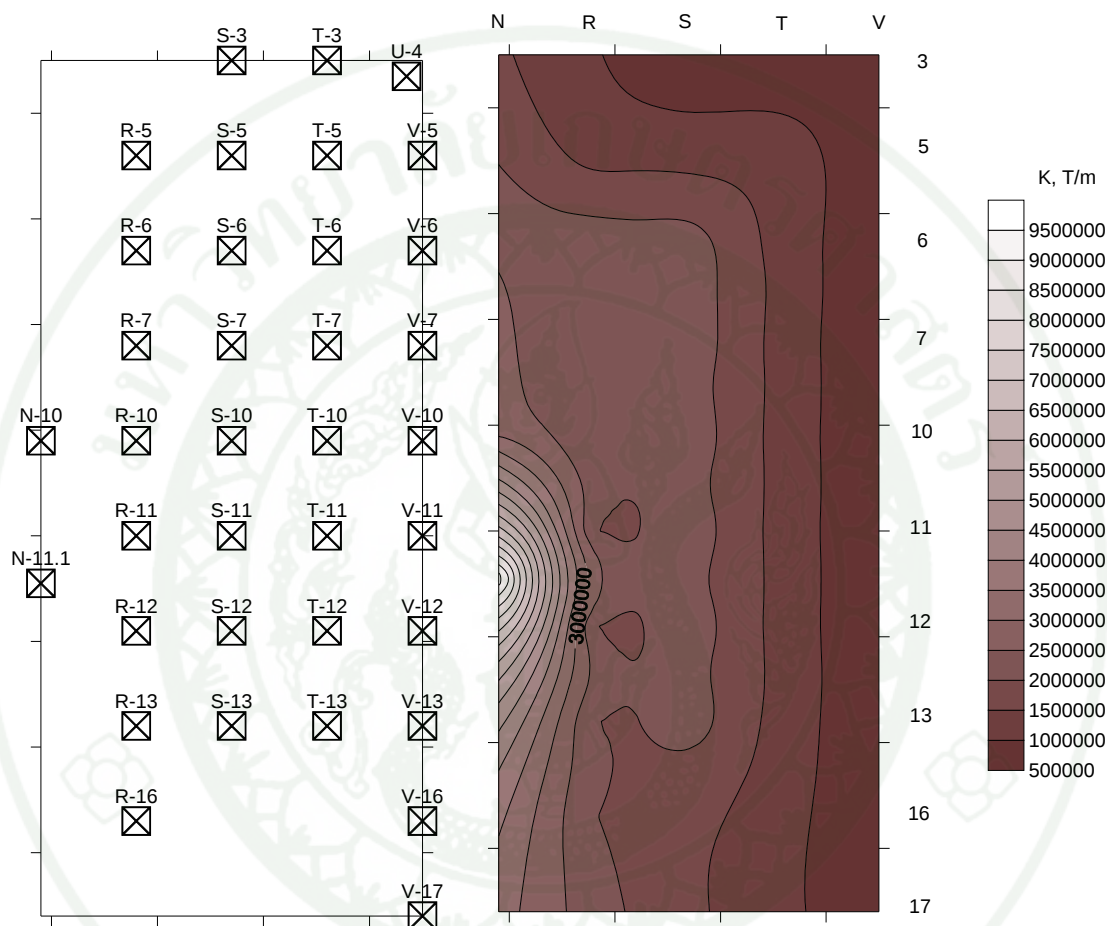
ภาพที่ 64 ตำแหน่งของฐานรากดินและ Contour ค่า k , Spring โดยใช้สมการของ Selvadurai (1979)

Ullidtz (1987) ได้เสนอสูตรเชิงประสบการณ์จากตารางที่ 10 ใช้หาค่าสตีเฟนของ
ฐานรากดิน โดยใช้ข้อมูลรายละเอียดของฐานราก จากตารางที่ 18 ในการคำนวณและแสดงตำแหน่ง
ค่า k Spring ของฐานรากดังในภาพที่ 65



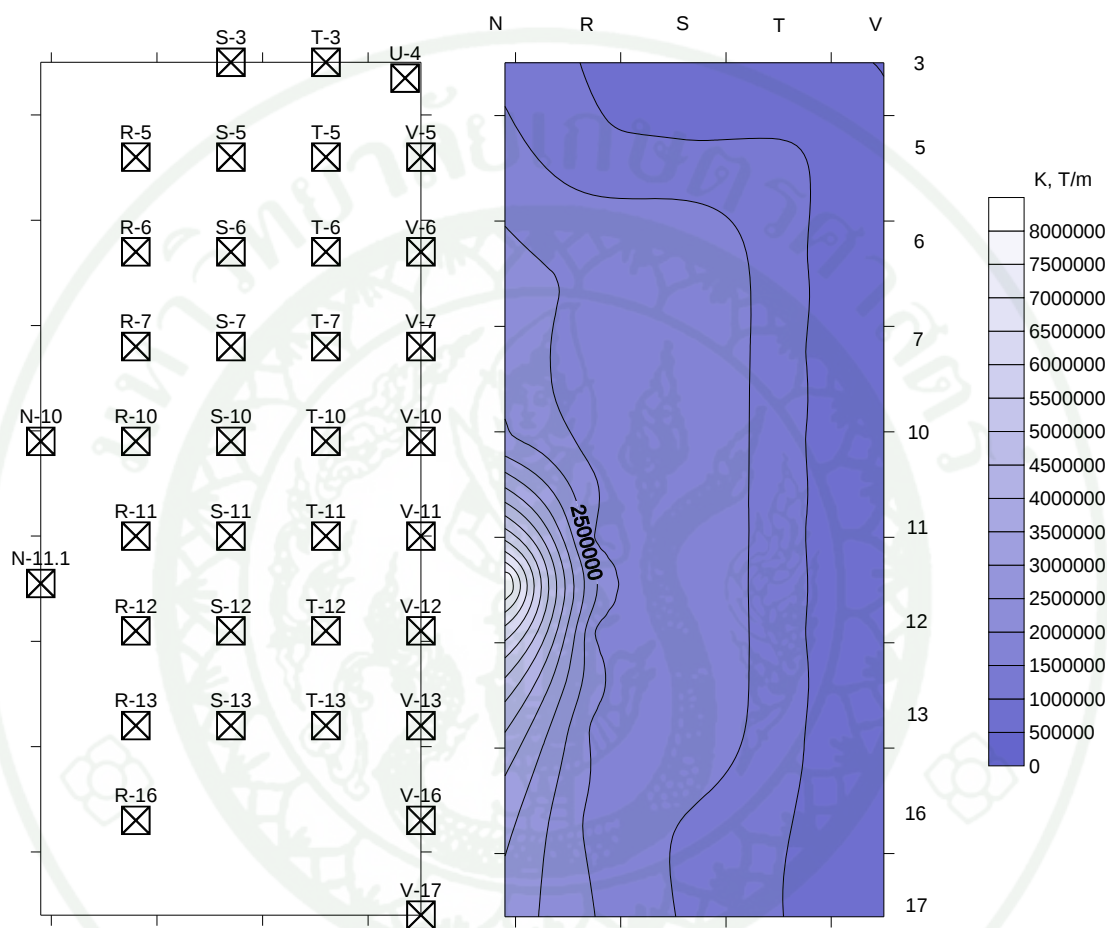
ภาพที่ 65 ตำแหน่งของฐานรากดินและ Contour ค่า k , Spring โดยใช้สมการของ Ullidtz (1987)

Khazanovich *et al.* (2001) ได้เสนอสูตรเชิงประสบการณ์จากตารางที่ 10 ใช้หาค่า
 สติฟเนสของฐานรากดิน โดยใช้ข้อมูลรายละเอียดของฐานราก จากตารางที่ 18 ในการคำนวณและ
 แสดงตำแหน่งค่า k Spring ของฐานรากดังในภาพที่ 66



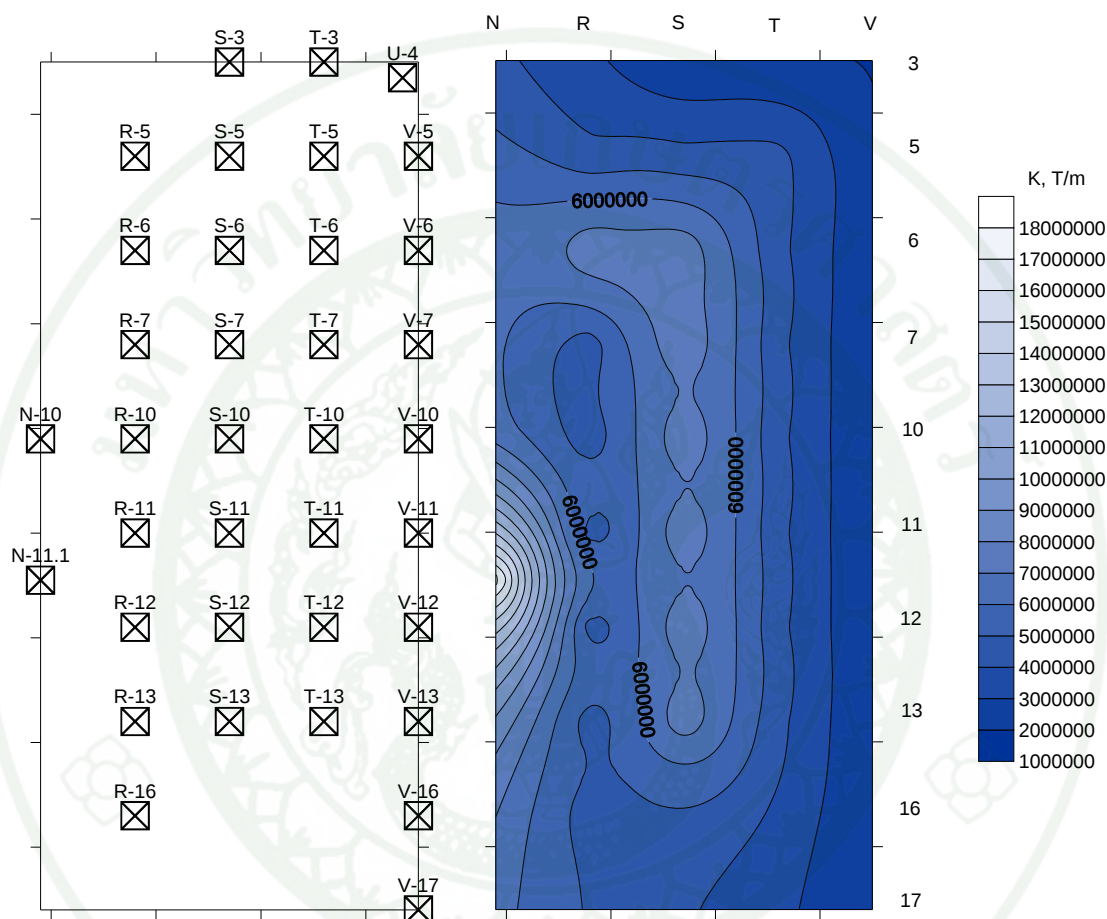
ภาพที่ 66 ตำแหน่งของฐานรากดินและ Contour ค่า k , Spring โดยใช้สมการของ Khazanovich
et al. (2001)

Setiadji and Fwa (2009) ได้เสนอสูตรเชิงประจักษ์จากตารางที่ 10 ใช้หาค่าสติฟเนสของฐานรากดิน โดยใช้ข้อมูลรายละเอียดของฐานราก จากตารางที่ 18 ในการคำนวณและแสดงตำแหน่งค่า k Spring ของฐานรากดังในภาพที่ 67



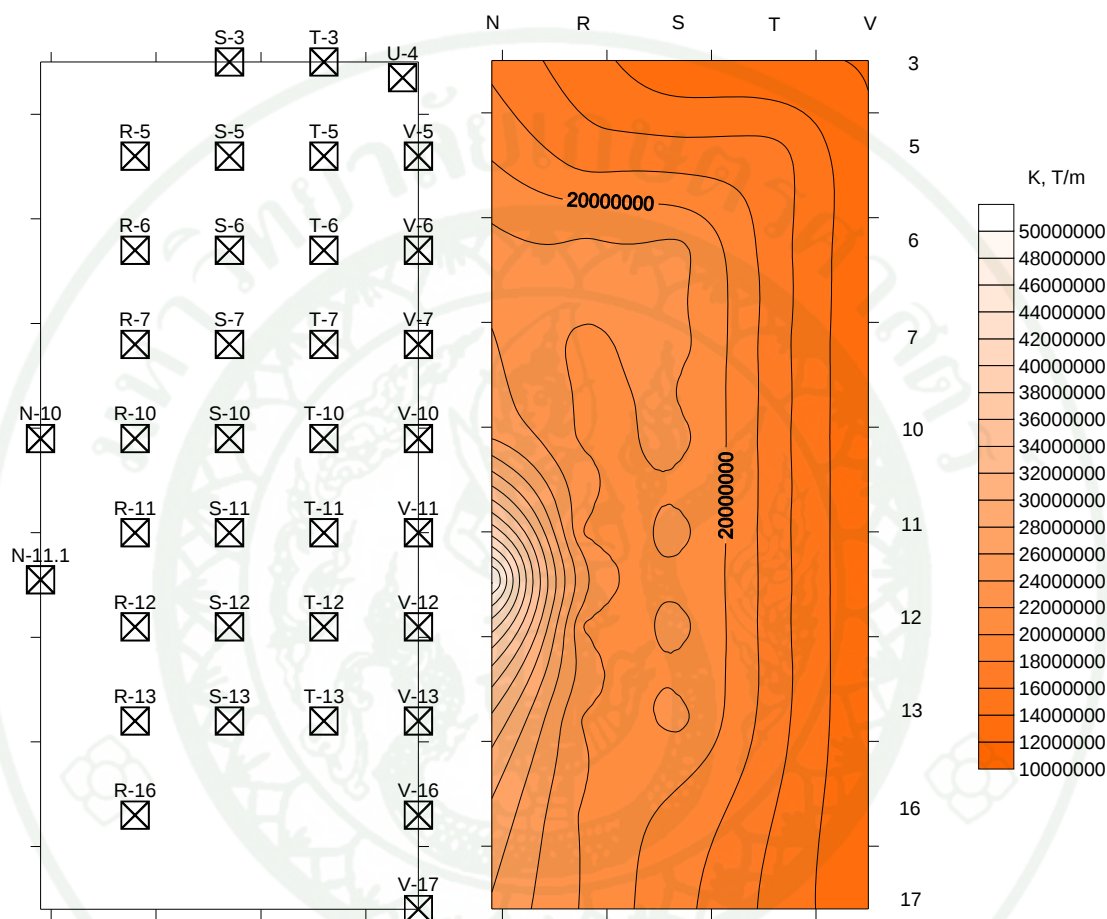
ภาพที่ 67 ตำแหน่งของฐานรากดินและ Contour ค่า k , Spring โดยใช้สมการของ Setiadji and Fwa (2009)

ATC-40 (1996) ได้เสนอสูตรเชิงประสบการณ์จากตารางที่ 10 ใช้หาค่าสติเฟนของ
ฐานรากดิน โดยใช้ข้อมูลรายละเอียดของฐานราก จากตารางที่ 18 ในการคำนวณและแสดงตำแหน่ง
ค่า k Spring ของฐานรากดังในภาพที่ 68



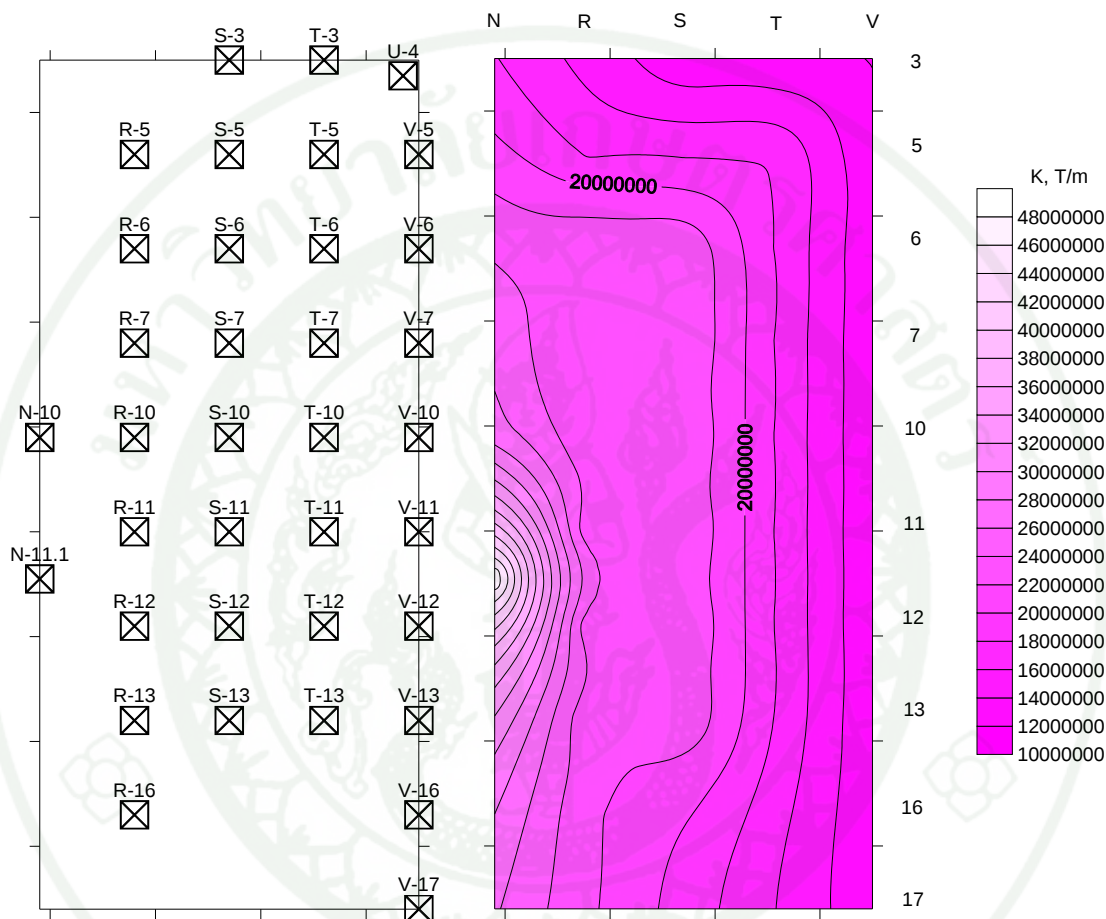
ภาพที่ 68 ตำแหน่งของฐานรากดินและ Contour ค่า k , Spring โดยใช้สมการของ ATC-40 (1996)

Gazetas (1991) ได้เสนอสูตรเชิงประจักษ์จากตารางที่ 10 ใช้หาค่าสตีเฟนของ
ฐานรากดิน โดยใช้ข้อมูลรายละเอียดของฐานราก จากตารางที่ 18 ในการคำนวณและแสดงตำแหน่ง
ค่า k Spring ของฐานรากดังในภาพที่ 69



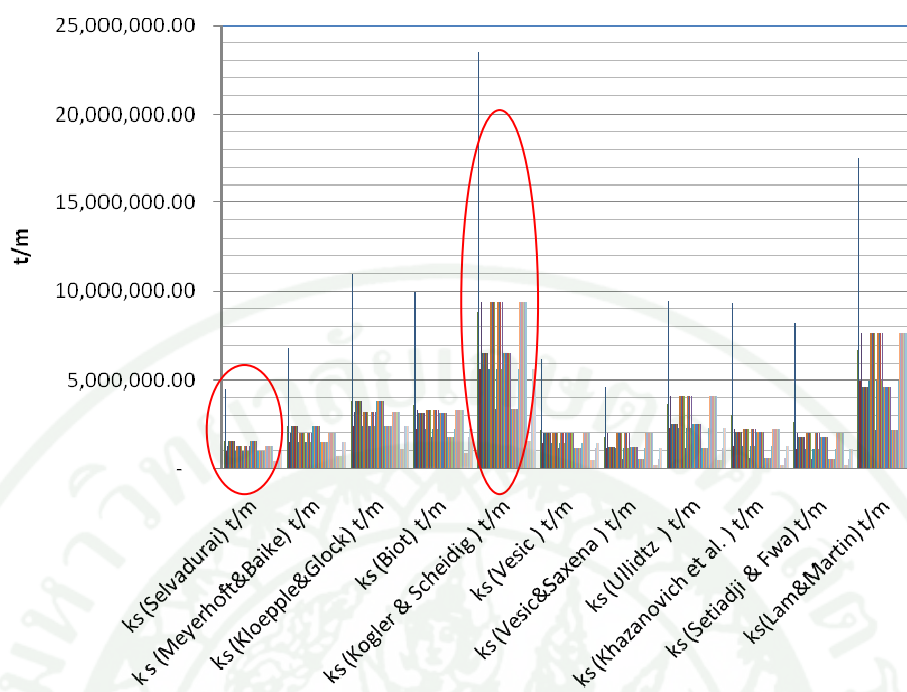
ภาพที่ 69 ตำแหน่งของฐานรากดินและ Contour ค่า k , Spring โดยใช้สมการของ Gazetas (1991)

FEMA237 (1997) ได้เสนอสูตรเชิงประจักษ์จากตารางที่ 10 ใช้หาค่าสติฟเนสของฐานรากดิน โดยใช้ข้อมูลรายละเอียดของฐานราก จากตารางที่ 18 ในการคำนวณและแสดงตำแหน่งค่า k Spring ของฐานรากดังในภาพที่ 70

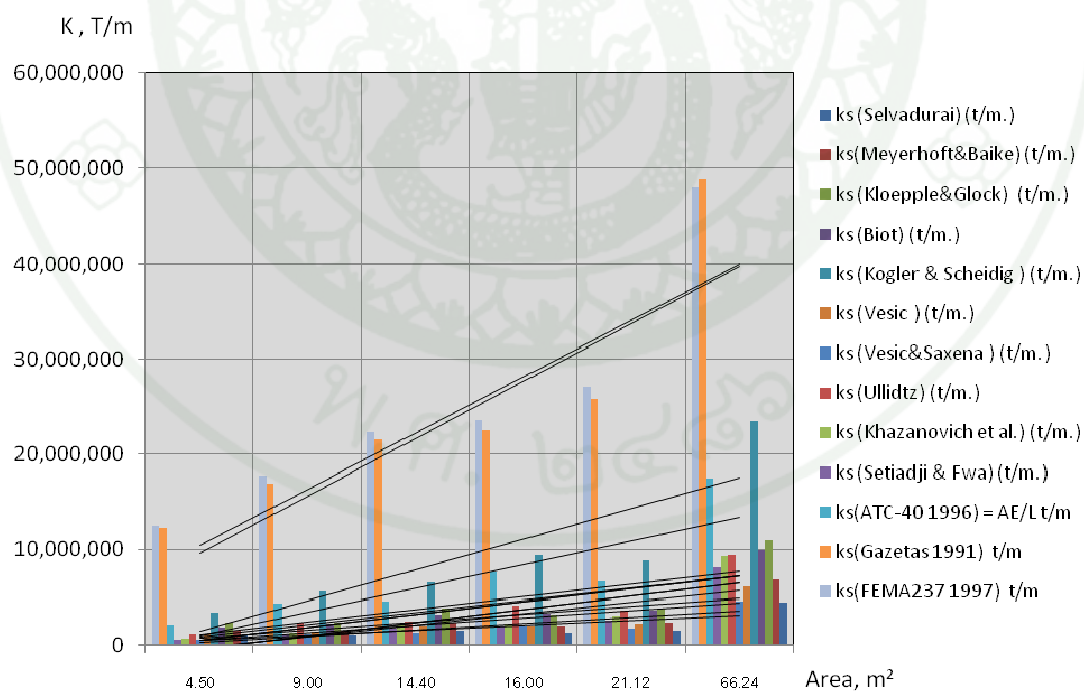


ภาพที่ 70 ตำแหน่งของฐานรากดินและ Contour ค่า k , Spring โดยใช้สมการของ FEMA237 (1997)

จากค่า K - Spring Stiffness ที่คำนวณได้ทุกสูตรสามารถจำแนกค่า K - Spring Stiffness ที่สูงสุดและต่ำสุดได้ดังภาพที่ 71 โดยกลุ่มที่มีค่า K ต่ำได้จากสูตร (Selvadurai) และกลุ่มที่ให้ค่า K สูงได้จากสูตร (Kogler & Scheidig) โดยในการจำลอง Model FEM เลือก ใช้ค่า K - Spring ที่ต่ำ เพราะค่า K - Spring Stiffness ที่มีค่ามากจะทำให้ค่าการทรุดตัวน้อย ทั้งนี้ในการสร้างจำลอง Model ต้องการให้เป็นกรณีที่วิกฤตที่สุดจึงเลือกใช้ค่าต่ำ ภาพที่ 72 กราฟแสดงความสัมพันธ์ ระหว่าง K - Spring Stiffness กับ พื้นที่ของฐานราก โดยพื้นที่ฐานรากที่มีขนาดใหญ่จะให้ค่า K - Spring Stiffness มาก

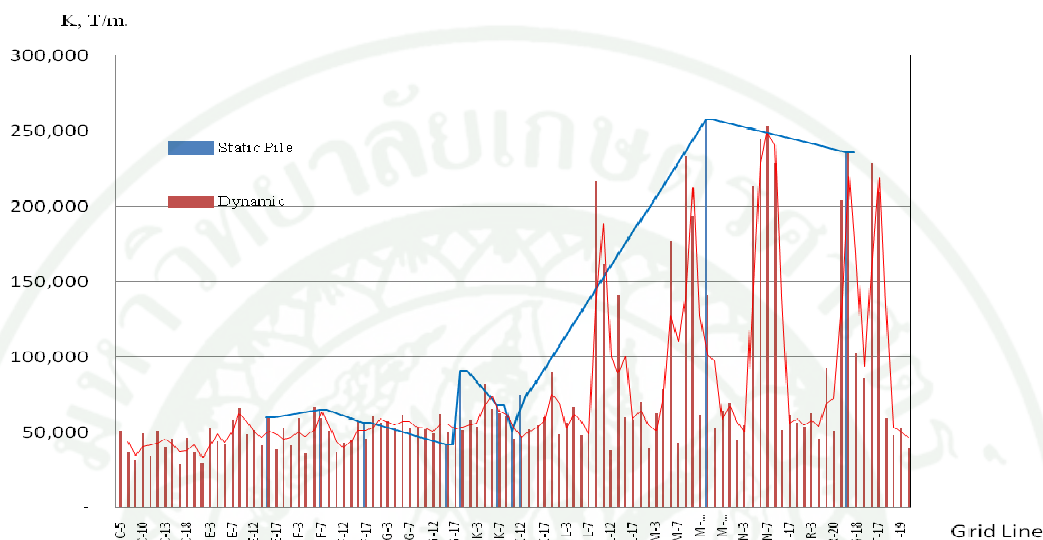


ภาพที่ 71 กลุ่มค่า K_s - Spring Stiffness แต่ละทฤษฎี จากตารางที่ 10

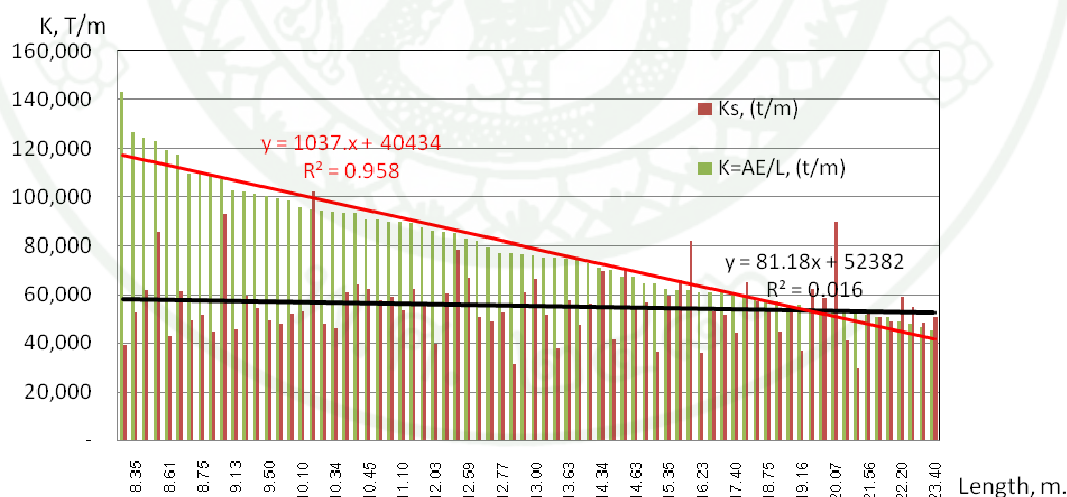


ภาพที่ 72 กลุ่มค่า ระหว่างค่า K_s - Spring Stiffness กับพื้นที่ของฐานราก

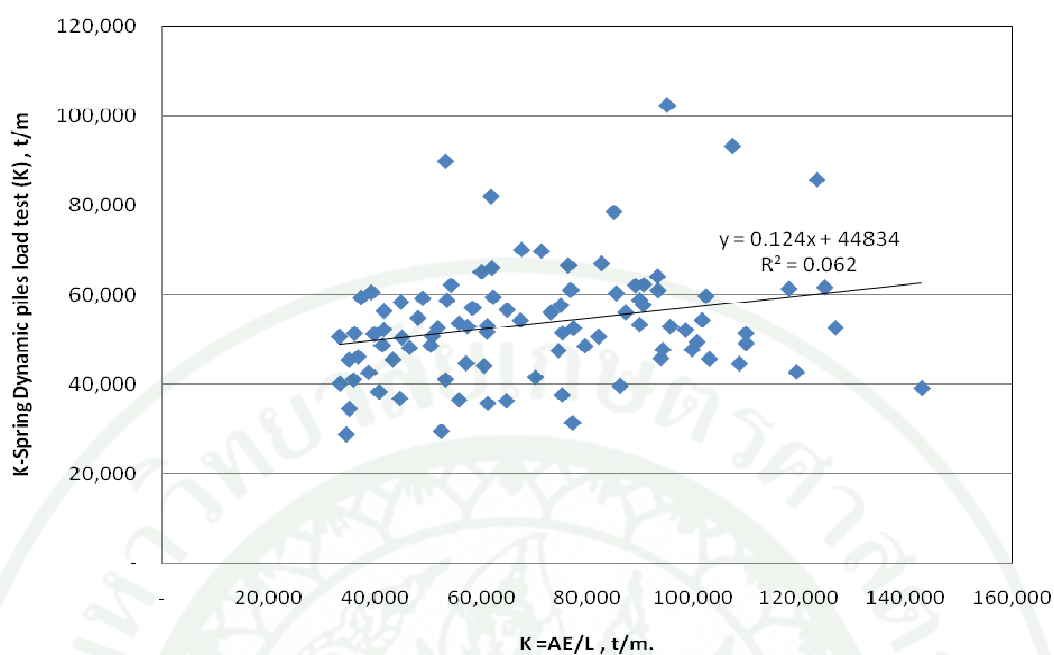
Pimpasugdi (1989) ได้เสนอวิธีการหาค่า k_s ดังสมการ 44 จากการทดสอบ Static piles load test โดยใช้กับกรณีฐานรากเสาเข็มโดยค่า k Spring ที่ได้จากการทดสอบ Static piles load test มีค่าใกล้เคียงกับค่า k Spring ที่ได้จากผลการทดสอบ Dynamic piles load test ดังภาพที่ 73



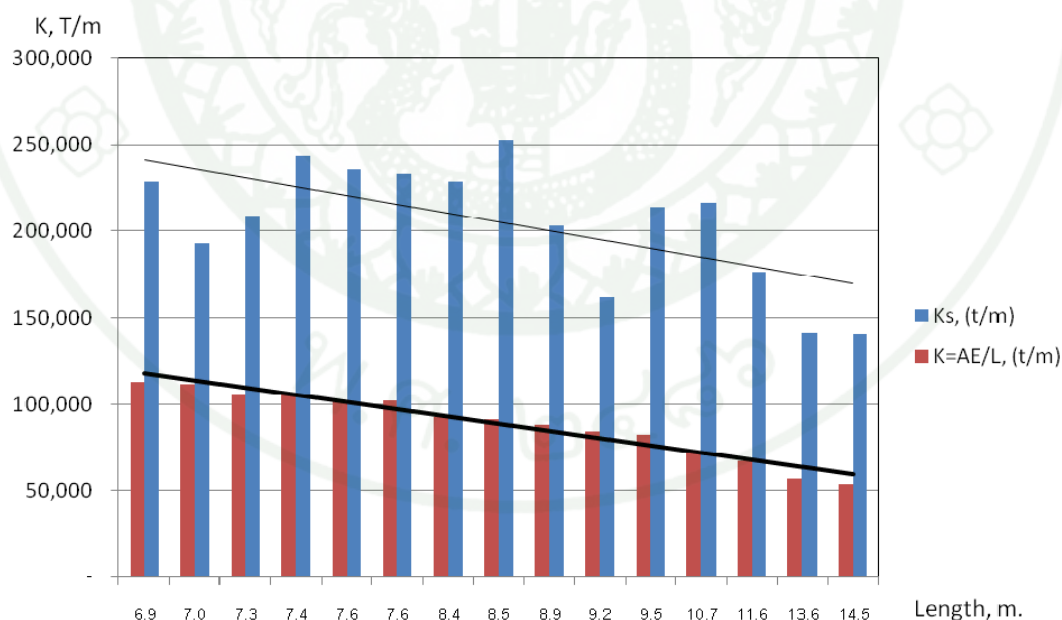
ภาพที่ 73 การทดสอบ Static piles load test และ Dynamic piles load test ที่ทดสอบซ้ำต้นเดียวกัน



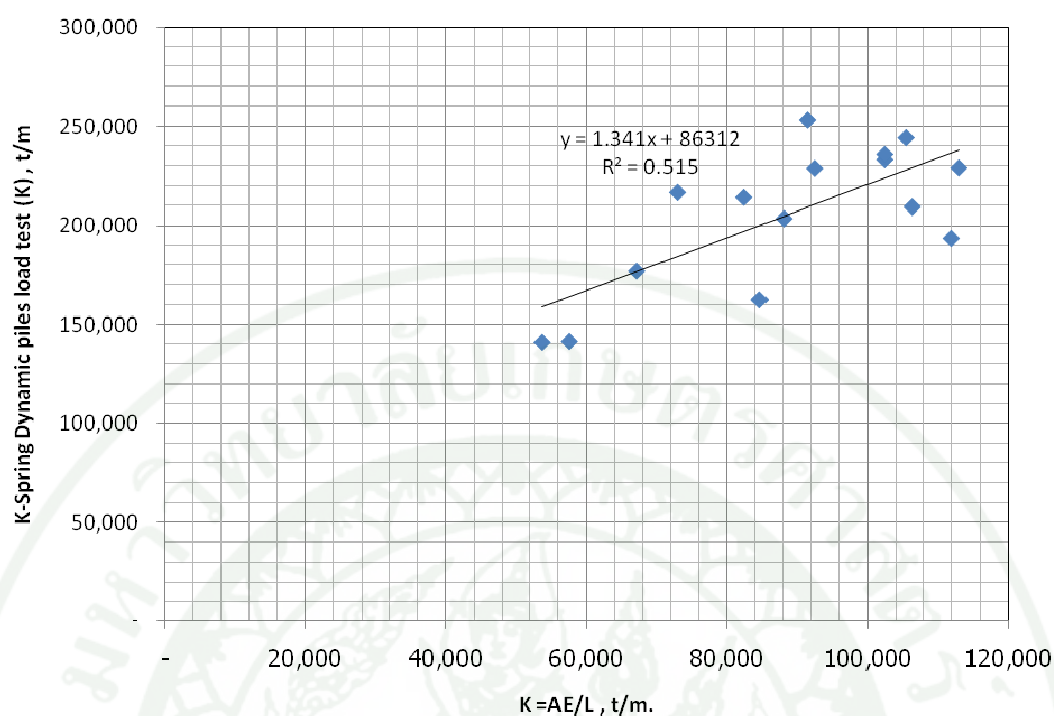
ภาพที่ 74 ค่า k_s จากผลการทดสอบ Dynamic pile load test กับค่า k ที่คำนวณหาจากสมการ Elastic theory ของเสาเข็มตอก 0.525 x 0.525 เมตร



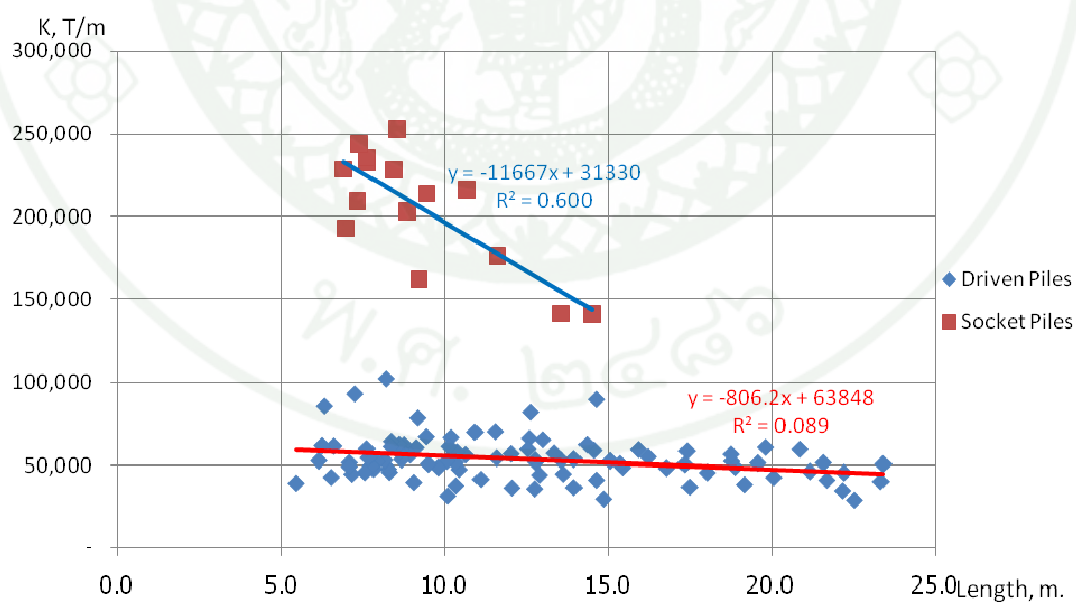
ภาพที่ 75 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า k - Spring Dynamic piles load test กับ k - Spring Elastic ของเสาเข็มตอกขนาด 0.525×0.525 เมตร



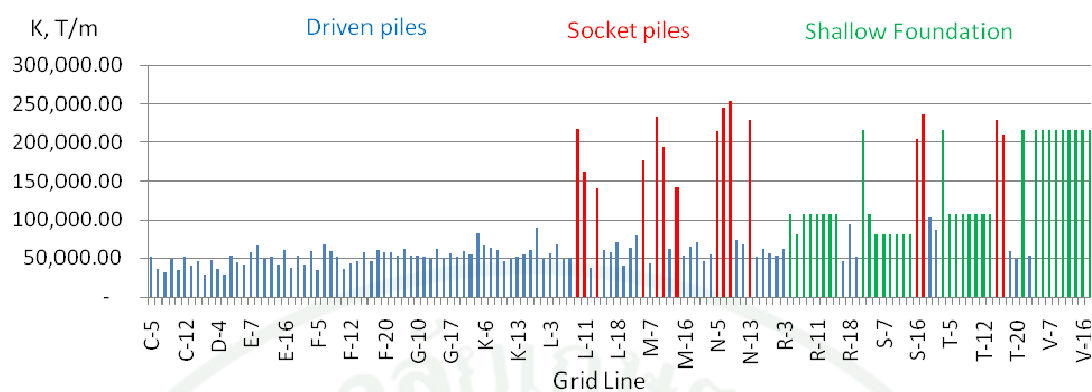
ภาพที่ 76 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า k - Spring Dynamic piles load test และ k - Spring Elastic theory กับความยาวของเสาเข็มเจาะในชั้นหิน ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.80 เมตร



ภาพที่ 77 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า k - Spring Dynamic piles load test กับ k - Spring Elastic ของเสาเข็มเจาะในชั้นหิน ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.80 เมตร



ภาพที่ 78 ความสัมพันธ์ระหว่างเสาเข็มตอก และเสาเข็มเจาะกับความยาวของเสาเข็ม



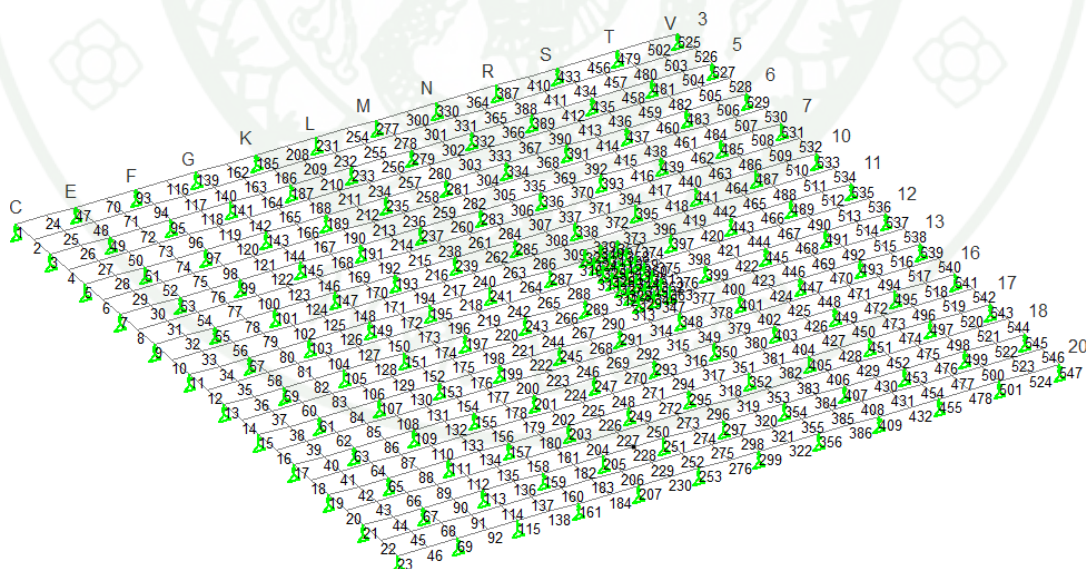
ภาพที่ 79 รวมค่า k - Spring ของฐานรากแต่ละชนิด ตามตำแหน่ง Grid line

ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของฐานราก

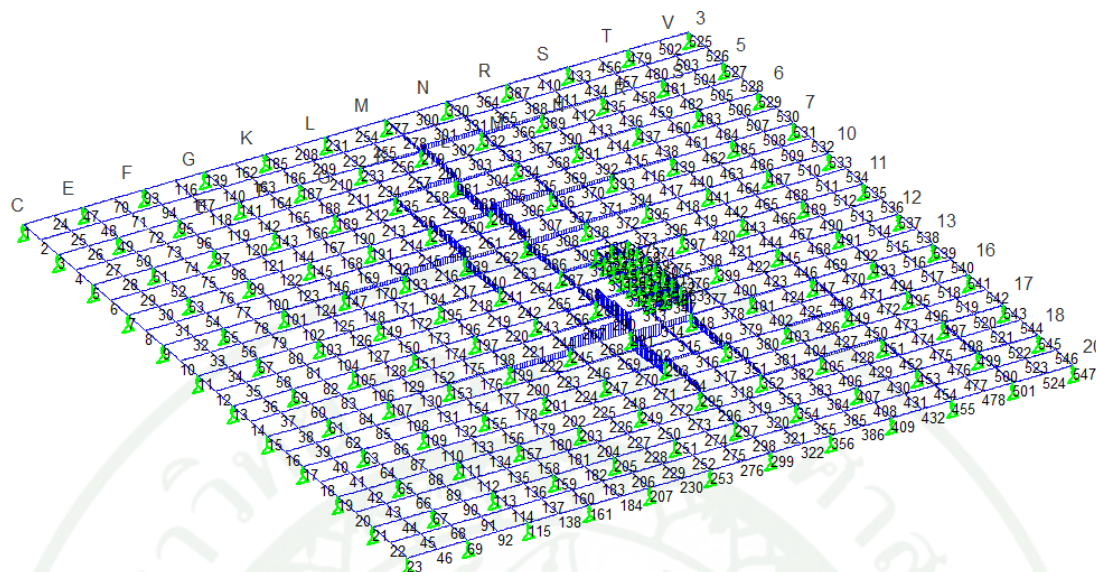
จากการทำการจำลองอาคารที่ใช้ทำการศึกษา โครงการก่อสร้างเจดีย์ฯ วัดเขาสุกิม จังหวัด จันทบุรี โดยใช้หลักการของ Winkler (1867) สร้างแบบจำลอง โดยแบบจำลองเป็นแบบสองมิติ ใช้ โปรแกรม STAAD PRO ช่วยในการจำลอง มีผลการวิเคราะห์ดังแสดงในภาพที่ 80 81 82 และ 83 โดยน้ำหนักบรรทุกทุกช่วงใช้งานที่ใช้ในการจำลองโมเดล FEM ดังตารางที่ 19

ตารางที่ 19 คำนวณน้ำหนักบรรทุกที่ใช้งานที่กระทำต่อฐานรากแต่ละชนิด

Floor	Type of Footing								Total Load
	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	
บันได	7,680								7,680
1		5,520	4,560	3,360	2,640	240	720	2,880	19,920
2		5,520	4,560	3,360	2,640	240	720		17,040
3			9,120	10,080	3,520	240	1,080		24,040
4					3,520	240	1,080		4,840
5					3,520	240	1,080		4,840
6						240	1,080		1,320
7						240	1,080		1,320
8						240	1,080		1,320
Total allowable load due to foundation = 82,320 (Load 120 ton/pile)									82,320
Total allowable load due to foundation = 205,800 (Load 300 ton/pile)									



ภาพที่ 80 หมายเลข Node Number จากการจำลองโดยโปรแกรม STAAD PRO



ภาพที่ 81 แผนภาพแรงเค้นจากการจำลองโดยโปรแกรม STAAD PRO

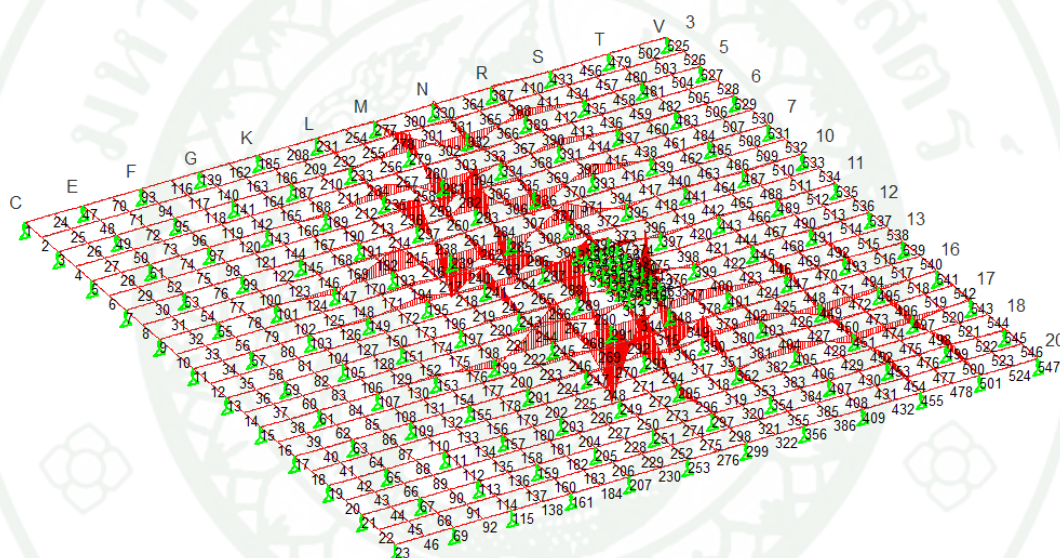
การพิจารณาตรวจสอบแรงเค้นที่เกิดจากจตุรกรรับทศตัวโดยทำการตรวจสอบกำลัง
ต้านทานแรงเค้นที่ข้อมให้ ACI 9.5.2.3 หน่วยแรงเค้นแบบคานที่ข้อมให้เท่ากับ $0.29 \cdot \sqrt{f'_c}$ ksc.
โดยคานมีขนาด 0.80×1.20 m. โดยคำนวณหาค่าแรงเค้นที่ข้อมให้และเปรียบเทียบกับแรงเค้นที่
เกิดขึ้นจริงได้จากตารางที่ 20

ตารางที่ 20 การตรวจสอบแรงเค้นที่ข้อมให้กับแรงเค้นจากการจำลอง FEM

	Node Number	แรงเค้นจากแบบจำลอง	แรงเค้นที่ข้อมให้
		V_y (kg.)	V_c (kg.)
Max Fx	1	0.20	46,585.23
Min Fx	1	0.20	46,585.23
Max Fy	346	28,331.19	46,585.23
Min Fy	345	- 29,459.12	46,585.23
Max Fz	1	0.20	46,585.23
Min Fz	1	0.20	46,585.23
Max Mx	312	2,495.11	46,585.23
Min Mx	346	28,331.19	46,585.23

ตารางที่ 20 (ต่อ)

	Node Number	แรงเฉือนจากแบบจำลอง	แรงเฉือนที่ยอมให้
		V_y (kg.)	V_c (kg.)
Max My	1	0.20	46,585.23
Min My	1	0.20	46,585.23
Max Mz	346	28,331.19	46,585.23
Min Mz	291	24,006.83	46,585.23

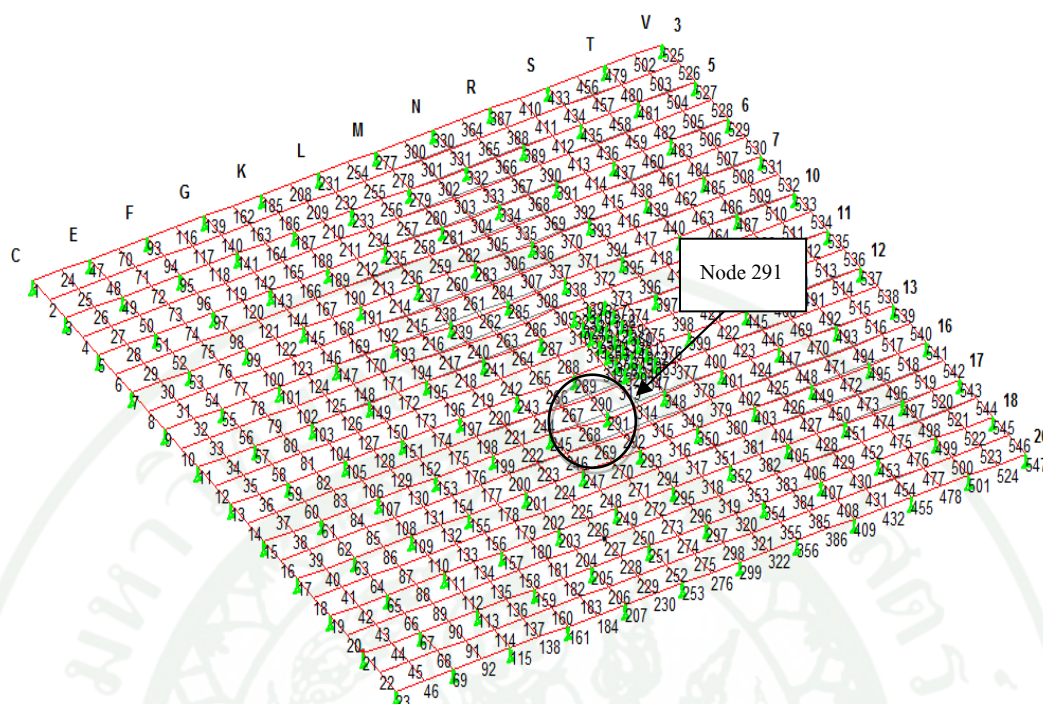


ภาพที่ 82 แผนภาพโมเมนต์จากการจำลองโดยโปรแกรม STAAD PRO

การพิจารณาตรวจสอบโมเมนต์ที่เกิดจากจตุรกรรับทรงแตรตัวโดยทำการตรวจสอบกำลังต้านทานโมดูลัสแตกร้าวกั้กับ $1.99 \cdot \sqrt{f'_c}$ ที่ยอมให้ ACI 9.5.2.3 โดยคานมีขนาด 0.80×1.20 m. สามารถคำนวณค่า Cracking Moment และเปรียบเทียบกับค่า Moment ที่เกิดขึ้นจริงได้ดังตารางที่ 21

ตารางที่ 21 การตรวจสอบโมเมนต์ต้านทานการแตกร้าวที่ยอมให้กับโมเมนต์จากการจำลอง FEM

Node Number	Ix (cm ⁴)	โมเมนต์จากแบบจำลอง			โมเมนต์ที่ยอมให้
		Mx (kg.cm)	Mz (kg.cm)	M _{cr} = fr*I/y (kg.cm)	
Max Fx	1	11,520,000.00	- 20.39	- 10.19	12,786,842.52
Min Fx	1	11,520,000.00	- 20.39	- 10.19	12,786,842.52
Max Fy	346	11,520,000.00	- 1,384,077.47	9,060,428.13	12,786,842.52
Min Fy	345	11,520,000.00	- 85,351.68	117,594.29	12,786,842.52
Max Fz	1	11,520,000.00	- 20.39	- 10.19	12,786,842.52
Min Fz	1	11,520,000.00	- 20.39	- 10.19	12,786,842.52
Max Mx	312	11,520,000.00	1,517,971.46	-259,266.06	12,786,842.52
Min Mx	346	11,520,000.00	- 1,384,077.47	9,060,428.13	12,786,842.52
Max My	1	11,520,000.00	- 20.39	- 10.19	12,786,842.52
Min My	1	11,520,000.00	- 20.39	- 10.19	12,786,842.52
Max Mz	346	11,520,000.00	- 1,384,077.47	9,060,428.13	12,786,842.52
Min Mz	291	11,520,000.00	- 216,952.09	- 12,233,068.30	12,786,842.52

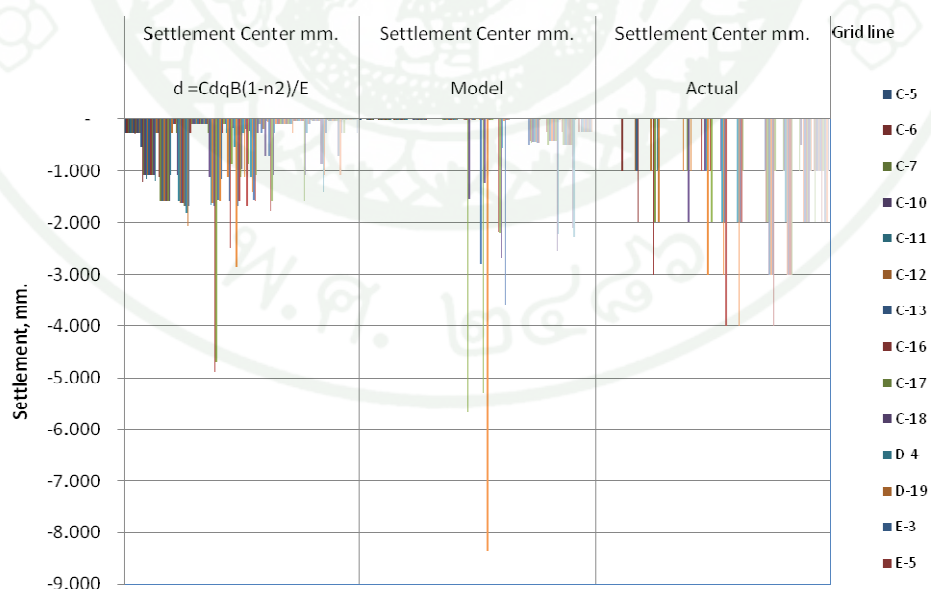


ภาพที่ 83 แผนภาพของการหลุดตัวจากการจำลองโดยโปรแกรม STAAD PRO

ผลการวิเคราะห์ ค่าการหลุดตัวสูงสุดเกิดขึ้นในแนว Grid line M ที่วิเคราะห์ได้จากแบบการจำลอง Model และผลการหลุดตัวที่คำนวณได้จากทฤษฎี Elastic รวมทั้งค่าการหลุดตัวที่เกิดขึ้นในสนามได้แสดงในตารางที่ 22

ตารางที่ 22 สรุปค่าการทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นในแนว Grid line M จากแบบจำลอง

Grid Line No.	Settlement Center (mm.)		Settlement Center (mm.)		Settlement Center (mm.)	
	$\delta = C_d q B(1-V^2)/E$		Model		Actual	
M-3	-	0.263	-	0.00	-	0.00
M-5	-	1.101	-	0.00	-	0.00
M-6	-	0.190	-	2.80	-	0.00
M-7	-	1.658	-	0.00	-	0.00
M-10	-	0.847	-	5.30	-	0.00
M-11	-	0.228	-	1.23	-	1.00
M-12	-	1.101	-	0.00	-	2.00
M-13	-	1.404	-	8.35	-	3.00
M-16	-	1.554	-	0.00	-	2.00
M-17	-	1.563	-	0.00	-	4.00
M-18	-	1.066	-	0.00	-	0.00
M-20	-	0.263	-	0.00	-	0.00



ภาพที่ 84 แผนภาพการทรุดตัวจากทฤษฎี Elastic และ แบบจำลอง FEM และตรวจวัดค่าในสนาม

สรุปและข้อเสนอแนะ

สรุป

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างที่จู่ตรงรับเกิดการทรุดตัวซึ่งสามารถแบ่งเป็น 3 กรณีคือ พฤติกรรมการทรุดตัวในช่วง Elastic และพฤติกรรมการทรุดตัวของโครงสร้างจากแบบจำลอง ในช่วง Full load และการตรวจวัดพฤติกรรมในสนาม เพื่อใช้เปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ ผลการศึกษาสามารถสรุปได้ดังนี้

1. การวิเคราะห์หาค่า K - Spring ของ Shallow Foundation โดย Empirical Formula พบว่าทุกสูตรจะแปรผันกับขนาดของฐานราก โดยค่า K - Spring จะมีค่าสูงตามขนาดของฐานรากที่มีขนาดใหญ่

2. การวิเคราะห์หาค่า K - Spring โดยใช้ผลการทดสอบ Static Pile Load และ Dynamic Pile Load Test ในชั้นหิน พบว่าให้ค่า K - Spring มีค่าใกล้เคียงกัน

3. ค่า K - Spring จากกลุ่ม Driven piles สามารถอธิบายได้ว่าเมื่อการตอกเสาเข็มโดยควบคุมค่า Last ten blow ความลึกของเสาเข็มไม่มีผลต่อค่า K - Spring โดยค่า K - Spring ได้มาจากการพัฒนากำลังรับแรงต้านทางข้างของเสาเข็ม Skin Friction จึงส่งผลให้ ค่า K - Spring ไม่ขึ้นกับความยาว แต่จะมีค่าคงที่ โดยสามารถแปลงค่าจาก ค่า K - Spring ที่คำนวณได้จากทฤษฎี Elastic ($K=AE/L$) เป็นค่า K - Spring ที่ได้จากการทดสอบ Dynamic pile load test ดังสมการ $Y = 0.124X + 44,834$ ใช้เฉพาะเสาเข็มตอกบนชั้นหิน

4. ค่า K - Spring จากกลุ่ม Socket Piles สามารถอธิบายได้ว่า ค่า K - Spring ที่ได้จากการทดสอบ Dynamic piles load test จะขึ้นอยู่กับความยาวของเสาเข็มโดยถ้าเสาเข็มมีความยาวมากจะให้ค่า K - Spring ต่ำ โดยค่าที่ได้สอดคล้องกับการคำนวณหาค่า K - Spring โดยวิธี Elastic และเสาเข็มที่มีความยาวน้อย จะให้ค่า K - Spring มาก เกิดจากแรงแบกทานของหินเป็นตัวรับกำลัง End Bearing โดยสามารถแปลงค่าจาก ค่า K - Spring ที่คำนวณได้จากทฤษฎี Elastic ($K=AE/L$) เป็นค่า K - Spring ที่ได้จากการทดสอบ Dynamic pile load test ดังสมการ $Y = 1.341X + 86,312$ ใช้เฉพาะเสาเข็มเจาะในชั้นหิน

5. ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างการทรุดที่แตกต่างกัน ที่ตรวจวัดในสนาม เทียบกับแบบจำลอง เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกกระทำโดยพิจารณาแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้น พบว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นมากที่สุดที่ตำแหน่ง Node 345 ให้ค่า Shear Max มีค่าน้อยกว่าแรงเฉือนที่ยอมให้ 1.5 เท่า ส่วนโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นที่ตำแหน่ง Node 291 ให้ค่า Moment Max ที่มีค่าน้อยกว่า Cracking Moment ไม่ส่งผลให้ โครงสร้างอาคาร แตกร้าวที่ตำแหน่งดังกล่าวได้ โครงสร้างนี้จึงมีความปลอดภัย

6. ผลการเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่าง Shallow Foundation กับ Socket piles ต่างกัน ดังนี้ Socket piles มีค่าการทรุดตัวมากกว่า Shallow Foundation 96.3 % สำหรับ ทฤษฎี Elastic ส่วนค่าการทรุดตัวจากแบบจำลองให้ค่าทรุดตัวที่ต่างกัน 87.3% และผลการทรุดตัวจากการวัดค่าในสนามแตกต่างกัน 53.8% สามารถอธิบายได้ว่า Socket pile จะมีค่าการทรุดตัวมากกว่า Shallow Foundation และผลการเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่าง Shallow Foundation กับ Driven piles ต่างกันดังนี้ Shallow Foundation มีค่าการทรุดตัวมากกว่า Driven piles 97.14% สำหรับ ทฤษฎี Elastic ส่วนการทรุดตัวจากแบบจำลองให้ค่าทรุดตัวที่ต่างกัน 99.81% และผลการทรุดตัวจากการวัดค่าในสนามแตกต่างกัน 76.46% สามารถอธิบายได้ว่า Shallow Foundation จะมีค่าการทรุดตัวมากกว่า Driven pile และ ผลการเปรียบเทียบการทรุดตัวระหว่าง Socket piles กับ Driven piles ต่างกันดังนี้ Socket piles มีค่าการทรุดตัวมากกว่า Driven piles 73.62 % สำหรับ ทฤษฎี Elastic ส่วนการทรุดตัวจากแบบจำลองให้ค่าทรุดตัวที่ต่างกัน 0.02% และผลการทรุดตัวจากการวัดค่าในสนามแตกต่างกัน 50.17 % สามารถอธิบายได้ว่า Socket pile จะมีค่าการทรุดตัวมากกว่า Driven pile

ข้อเสนอแนะ

1. ควรศึกษาและวิเคราะห์พฤติกรรมของฐานรากเพื่อศึกษาแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดร่วม ทั้งแรงบิดที่เกิดขึ้นอย่างละเอียด ควรจำลองฐานรากเป็นแบบ Plate เนื่องจากรูปแบบฐานรากจริงมีลักษณะเป็น Plate มากกว่าคาน (Beam)
2. ควรพัฒนาวิธีการหาค่าสตีเฟนสของสปริงเฉพาะส่วนของฐานรากตื้น ด้วยวิธีทดสอบ น้ำหนักจริง เพื่อใช้ในการศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างฐานรากตื้นที่เกิดการทรุดตัว เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างค่า K - Spring ของทฤษฎี Elastic กับพฤติกรรมการทรุดตัวที่ได้จากการทดสอบในสนาม
3. ในการสร้างแบบจำลองในส่วนของ K - Spring ควรคำนึงถึงแรงในแนวราบเนื่องจาก ปัจจุบันแรงที่เกิดขึ้นและส่งผลกระทบหลักๆ ไม่ได้มีแค่แรงกระทำในแนวดิ่งเท่านั้น แต่ยังมีแรงในแนวราบที่เกิดจากแรงลมหรือแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวอีกด้วย

เอกสารและสิ่งอ้างอิง

- กฤษณ์ เสาวเวียง, ก่อโชค จันทวราราม และ บารเมศ วรรณะภูติ. 2552. พฤติกรรมโครงสร้าง
ปรับการทรุดตัวบริเวณคอสะพานบนดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ, น. 456-462. ใน การ
ประชุมวิชาการครั้งที่ 47. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.
- กฤษณ์ เสาวเวียง และ ก่อโชค จันทวราราม. 2552. การหาค่าสติฟเนสของสปริงโดยการ
ประยุกต์ใช้หลักการ **Tangent Modulus** ร่วมกับการทดสอบการอัดตัวคาน้ำ. คณะ
วิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ. (เอกสาร ไม่ตีพิมพ์).
- จิตติพร พันธุ์ท่าช้าง. 2548. การวิเคราะห์หน่วยแรงและการเคลื่อนตัวในฐานรากของเขื่อนคลองท่า
ด่านด้วยวิธีไฟไนต์อีเลเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- พนากาญจน์ ยามา. 2549. พฤติกรรมการรับน้ำหนักของระบบเสาเข็มร่วมกับ **Pile Cap** บนชั้นดิน
อ่อน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยรังสิต.
- รัฐพล เกติยศ. 2549. ความเข้ากันของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่หนึ่งผสมเถ้าลอยกับสาร
ลดน้ำอย่างแรง. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเชียงใหม่.
- วีรพงศ์ ขวัญแข่ง และ ก่อโชค จันทวราราม และ สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์. 2551 การควบคุมงานตอก
เสาเข็มตามหลักสมมูลพลังงาน, น. 218-226. ใน การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธา
แห่งชาติ ครั้งที่ 13. โรงแรมจอมเทียน ปาล์ม บีช พัทยา, ชลบุรี.
- ศุภชัย สนิถวาร. 2546. คุณสมบัติและพฤติกรรมด้านความร้อนของเขื่อนคอนกรีตอัด.
วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์. 2552. การก่อสร้างฐานรากอาคารบนไหล่เขา กรณีศึกษาการก่อสร้างเจดีย์วัด
เขาสุกิม, น. 193-215. ใน การสัมมนาทางวิชาการและการแสดงนิทรรศการเรื่อง
วิศวกรรมปฐพีและฐานราก' 52. คณะอนุกรรมการสาขาวิศวกรรมปฐพี วิศวกรรมสถาน
แห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์.

สุรสีห์ อารณ. 2541. การจำลองฐานรากแพพบนเสาเข็มเป็นแผ่นที่โก่งตัวได้และรองรับโดย
สปริง. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยรังสิต.

Aufmuth, R.E. 1973. A systematic determination of engineering criteria for rocks. **Bulletin of
the Association of Engineering Geologists** 11: 235-245.

Aydin, A. and A. Basu. 2005. The Schmidt hammer in rock material characterization.
Engineering Geology 81: 1-14.

ATC. 1996. **Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building. Report ATC-40.**
Applied Technology Council, Redwood City, CA.

ASTM. 2004a. **Annual Book of ASTM Standard, Vol. 4.08 Soil and Rock.** American Society
for Testing and Materials, Philadelphia, PA.

_____. 2004b. **Annual Book of ASTM Standard, Vol. 4.09 Soil and Rock.** American
Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA.

Bieniawski, Z.T. 1978. Determining Rock Mass Deformability - Experiences from case
Histories. **International Journal. Rock Mechanics and Mineral.** Sci & Geomech:
237-247.

Bieniawski, Z.T. 1984. **Rock Mechanics Design in Mining and Tunnelling.** Balkema,
Rotterdam.

Barton, N. 1983. Application of Q-System and Index Tests to Estimate Shear Strength and
Deformability of Rock Masses, pp. II51-II70. **In Proceedings, International
Symposium on Engineering Geology and Underground Construction.** Laboratories
National de Engenharia Civil, Lisbon Portugal, New York.

- Barton, N., F. Loiset, R. Lien and J. Lunde. 1980. Application of the Q-system in design decisions. **Subsurface Space** 2: 553-561.
- Bell. 1915. **The Lateral Pressure and Resistance of Clay and the Supporting Power of Clay Foundation**. A century of soil Mechanics, ICE, London.
- Beverly, B.E., D.A. Schoenwolf and G.S. Brierly. 1979. **Correlations of rock index values with engineering properties and the classification of intact rock**. n.p.
- Biot, A. S. 1937. Bending of an infinite beam on an elastic foundation. **Journal of Applied Mechanics** 59: A1-A7.
- Boussinesq, J. 1885. **Application des Potentials a L'Etude de L'Equilibre et due Mouvement des Solides Elastiques**. Gauthier-Villars.
- Boresi, P., J.S. Richard and M.S. Omar. 1993. **Advanced Mechanics of Materials**. John Wiley and Sons, New York.
- Bowles, J.E. 1988. **Foundation Analysis and Design**. 4th ed. McGraw-Hill, New York.
- Caquot, A. and J. Kerisel. 1948. **Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations**. Gautier-Villars, Paris, France.
- Cater, J.P. and F.H. Kulhawy. 1988. **Analysis and design of drilled shaft foundation socketed into rock**. Final Report, Project 1493-4, EPRI EL-5918, Cornell University, Ithica, NY.
- Deere, D. U., A. Jr. Hendron, F.D. Datton and E. J. Cording. 1967. Design of Surface and Near Surface Construction in Rock, pp. 237-302. *In* **Proceeding of the 8th Symposium of Rock Mechanics**. American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, New York.

Deere, D. U., A. H. Merritt and R. F. Coon. 1969. Engineering Classification of In-Situ Rock.

Technical Report No. AFWL-67-144. Air Force Systems Command, Kirtland Air Force Base, New Mexico. 280 pp.

_____ and R.P. Miller. 1966. Engineering classification and index properties for intact rocks.

Tech Report. No. AFNL-TR. Air Force Weapons Lab., New Mexico. 65-116 pp.

Irfan T.Y., W.R. Dearman. 1978. Engineer classification and index properties of a weathered granite. **Bulletin of the International Association of Engineering Geology** 17: 79-90.

Desai, C.S. and J.T. Christian. 1977. **Numerical Methods in Geotechnical Engineering.**

McGraw-Hill Book, New York.

Doyle, J. M. 1991. **Static and Dynamic Analysis of Structures with An Emphasis on**

Mechanics and Computer Matrix Methods. Kluwer Academic Publishers. 448 pp.

FEMA. 1997. **NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of building.** FEMA 273.

Prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C.

Gazatas, G. 1991. **Foundation vibration, in Foundation Engineering Handbook.** 2nd ed.

H-Y Fang editor, Van Nostrand Reinhold.

Goble, G.G., Rausche, F., and Likins, G. 1980. The analysis of pile driving - A state - of - the -

art, pp. 131-161. *In* **Proceedings of the First International Conference on the Application of Stress.** Wave Theory on Piles.

Hansan, K.D. and W.G. Reinhardt. 1991. **Roller-Compacted Concrete Dams,** McGraw-Hill

Inc., New York.

Hetenyi, M. 1946. **Beam on Elastic Foundation**. University of Michigan Press. Ann Arbor, Mich.

Holmberg, S. 1978. Bridge Approach on Soft Clay Support by Embankment Piles. **Journal of Geotechnical Engineering** 10: 77-89.

_____. 1980. **Pile Foundation Analysis and Design**. John Wiley, Canada.

Hoek, E. and E.T. Brown. 1988. The hoek-brown failure criterion—a 1988 update, pp. 3-13. *In* **Proceedings, 15th Canadian Rock Mechanics Symposium**. Toronto, Canada.

_____. 1989. **A limit equilibrium analysis of surface crown pillar stability**. Proc. Int. Conf. Surface Crown Pillar Evaluation for Active and Abandoned Metal Mines, Timmins.

_____. 1994. Strength of rock and rock masses. **ISRM New J.** 2 (2): 4-16.

Hovarth, R.G., T.C. Kenney and P. Kozicki. 1983. Methods of improving the performance of drilled piers in weak rock. **Canadian Geotechnical Journal** 20 (4): 525-535.

Horvath, J.S. 2002. **Basic SSI Concepts and Applications Overview**. Research Report No. CGT-2002-2, Manhattan College, School of Engineering, New York.

_____. and R.J. Colasanti. 2011. Practical subgrade model for improved soil-structure interaction analysis: model development. **Intl. J. Geomechanics** 11 (1): 59-64.

Hannigan, P. and S. Webster. 1987. Comparison of static load test and dynamic pile test results, pp. 335-357. *In* **Proceedings of the 2nd Int. Symposium**. Deep Foundation Institute, ASTM STP 670, American Society for Testing and Materials.

- ISRM. 1978. Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks.
International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, **Geomechanics Abstract**
15: 89-97.
- Janbu, N. 1963. Soil Compressibility as Determine by Oedometer and Triaxial Test, pp. 19-25.
In Proceeding 3rd European Conference on Soil Mechanics and Foundation
Engineering Wiesbaden , Germany, Vol. 1.
- Janbu, N. 1965. Consolidation of Clay Layer Base on Non-Linear Stress-Strain, pp 87-88. *In*
Proceeding 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation
Engineering Montreal.
- Janbu, N. 1967. Settlement Calculation Base on the Tangent Modulus Concept. Three Guase
Lecture at Moscow State University. **Bulletin No.2 of the Soil Mechanics and**
Foundation Engineering Division at the Norwegian Institute of Technology.
Trondheim: 1-57.
- Joe, L.H. 1987. **Engineering properties of Hua Hin Gneiss.** Thesis Master Engineering, Asian
Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Ladanyi, B. and Roy, A. 1971. Some aspects of bearing capacity of rock mass, pp 160-190. *In*
Proceedings 7th Canadian Symposium on Rock Mechanics. Edmonton.
- Long, J.H., S.M. Olson, T.D. Stark and B.A. Samara. 2003. Differentail Movement at
Embankment Bridge Structure Interface in Illinois. **Jounal of Transportation Research**
Record 1633: 53-60.
- Katz, O., Z. Reches and J.-C. Roegiers. 2000. Evaluation of mechanical rock properties using a
schmidt hammer. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences** 37:
723-728.

Kerr, A.D. 1985. **Application of Pasternak Model to Some Soil-Structure Interaction**

Problems : Vol. 1 Solution for Plates Continuously Supported on a Pasternak Base.

Technical Report K-85-1, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station,
Vicksburg, MS.

Khazanovich L., O. I. Selezneva, T. Yu H. and M. I. Darter. 2001. **Development of Rapid**

Solutions for Prediction of Critical Continuously Reinforced Concrete Pavement

Stresses. Transportation Research Record 1778, Washington D.C.

Kloeppel, K. and D. Glock. 1970. **Theoretische and experimentelle untersuchungen zu den**

traglastproblemen biegeweiger, in die erde eingebetteten rohre, Publication No. 10,

Institut fur Static and Stahlbau, T. H. Darmstadt, Germany.

Koegler, D.P. and Scheidig, A. 1938. **Baugrund und Bauwerk.** W. Ernst und Sohn, Berlin.

Kulhawy, F.H. and W.A. Prakoso. 2001. **Foundations in carbonate rocks and Karst.**

Foundations and Ground Improvement (GSP113). Brandon Reston, ASCE.

Kulhawy, F.H. and W.A. Prakoso. 2003. **Variability of rocks index properties. Proceeding of**

Soil and Rock America. n.p.

Lama, R.D. and V.S. Vutukuri. 1978a. **Handbook on the mechanical properties of rock.**

Vol.1, Trans Tech Publications, Claustal, Germany.

_____. and _____. 1978b. **Handbook on the mechanical properties of rock.** Vol.2, Trans

Tech Publications, Claustal, Germany.

Lay, K.M.M. 1999. **Engineering properties of rocks of Mae Khan Dam, Chiang Mai**

Province, Thailand. Thesis Master Engineering, Asian Institute of Technology.

Meyerhof, G. G. and L.D. Baize. 1963. Strength of steel culvert sheets bearing against compacted sand backfill. **Highway Research Record** No. 30: 1-19.

Oo, K.W. 1999. **Engineering properties of rocks of Kwae Noi Dam, Pisanuloke, Thailand.** Thesis Master Engineering, Asian Institute of Technology.

Pimpasugdi, S. 1989. **Performance of Bored Driven and Auger Press Piles in Bangkok Subsoil.** M.Eng. Thesis, Asian Institute of Technology.

Poulos, H.G. and Davis. 1974. **Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics.** New York: John Wiley.

Prakoso, W.A. and F.H. Kulhawy. 2004. Variable of rock mass engineering properties. pp. 97-100. *In Proceeding of 15th South-East Asian Geotechnical Conference*, Bangkok,

Randolph. M. F. 1983. **Ground Engineering.** n.p.

Sachapazis, C.I. 1990. Correlating Schmidt hardness with compressive strength and young's modulus of carbonate rock. **Bull. Int. Assoc. Eng.Geol.** 42: 75-83.

Schleicher. 1926. Der Spannungszustand der Fliessgrenze. **ZAMM** 6: 199-216.

Setiadji, B.H. and Fwa, T.F. 2009. Examining k-E Relationship of Pavement Subgrade Based On Load-Deflection Consideration. **Journal of Transportation Engineering.** 135 (3): 140-148.

Serafim, J.L. and J.P. Pereira. 1983. Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski, pp. 1133-1144. *In Proceeding of International Symposium of Engineering Geology and Underground Construction.* Lisbon.

- Selvadurai A. P. S. 1979. **Elastic Analysis of Soil Foundation Interaction**. Elsevier Scientific Publishing Company.
- Sowers, G. B. and G. F. Sowers. 1970. **Introductory Soil Mechanics and Foundation**. 3rd ed. Macmillan, New York.
- Sirikaw, U. 1994. Rock mechanic at the Lam Ta Khong pumped storage project. Thesis Master Engineering, Asian Institute of Technology.
- Terzaghi. 1943. **Theoretical Soil Mechanics**. John Wiley, New York.
- Tomlinson. 1994. Pile Design and Construction Practice. 4th ed. E&FN Spon, London.
- Ullidtz, P. 1987. **Pavement Analysis**. Elsevier, Amsterdam.
- U.S. Department of the Navy. 1982. **Soil Mechanics**. NAVFACDM7.1, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C.
- U.S. Army Corps of Engineers. 1994. **Rock Foundations**. EM 1110-1-2908.
- Vesic, A.S. and E.E. D.E. Beer. 1958. **Etude experimentale de la capacite portante du sable sous des foundations directes etablies en surface**. Annales des Travaux Publics de Belgique, Vol. 59.
- _____. 1961. Bending of beam resting on isotropic elastic solids. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering** 87 (2): 35-53.
- _____ and K. Saxena. 1974. **Analysis of Structural Behavior of AASHO Road Test Rigid Pavements**. NCHRP Report No. 97, Highway Research Board, Washington D.C.

Winkler E. 1867. Die lehre von elasticitat und festigkeit, (H. Dominic us). **Prague** 182-184.

Winterkorn, H.F. and H. Fang. 1975. **Foundation Engineering Handbook**. Van Nostrand Reinhold Co., New York.

Wyllie, D.C. 1999. Foundation on rock. 2nd ed. E&FN Spon, New York,

Xu, S., P. Grasso and A. Mahtab. 1990. Use of schmidt hammer for estimating mechanical properties of weak rock, pp. 511-519. *In* **Proceeding 6th International IAEG Congress, Vol.1**. Balkema, Rotterdam.

Yilmaz, I. and H. Sendir. 2002. Correlation of schmidt hardness with unconfined compressive strength and young's modulus in gypsum from Sivas (Turkey). **Engineering Geological** 66: 211-219.

Zan, T.S. 2001. **Engineering geology and rock mechanic at Ma Dua Dam (90 m High Dam), Nakhon Nayok, Thailand**. Thesis Master Engineering, Asian Institute of Technology.

Zhaohua, F. and Cook, R.D. 1983. Beam Elements on Two-Parameter Elastic Foundations. **Journal of Engineering Mechanics, ASCE**. 109 (6): 1390-1402.

Zhang, L. and H.H. Einstein. 2000. Estimating the intensity of rock discontinuities. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences** 37 (5): 819-837.



ภาคผนวก



การรวบรวมข้อมูลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

ตารางผนวกที่ ก1 ค่าการทดสอบ Uniaxial Compressive Test และค่า Stiffness factor

หน่วยงาน เจาะสำรวจ	Depth/N	v	E ksc	L-Strain	Deta, Δ mm.	Load ton	Stiffness k , t/mm	Dia. cm	Length cm.	Stress ksc
EGAT-5-1	0-1/6.1			360	0.0338	11.766	347.706	4.70	9.40	678.20
	0-1/6.2			315	0.0295	10.279	348.637	4.68	9.36	597.56
	0-1/3			300	0.0284	9.784	344.878	4.73	9.45	557.25
	1-2/6			340	0.0321	11.105	346.006	4.72	9.44	634.69
	1-2/3.1			275	0.0260	8.957	345.043	4.72	9.44	511.92
	1-2/3.2			300	0.0283	9.784	345.463	4.72	9.44	559.14
	2-3/1.1			230	0.0218	7.470	343.329	4.73	9.46	425.13
	2-3/1.2			310	0.0293	10.114	344.881	4.73	9.46	575.59
	0-1/7	0.21	413,000	300	0.0283	9.784	345.463	4.72	9.44	559.14
	1-2/3	0.14	576,000	400	0.0380	13.088	344.429	4.75	9.5	738.59
	2-3/3	0.24	309,500	350	0.0331	11.436	345.391	4.73	9.46	650.82

ตารางผนวกที่ ก1 (ต่อ)

หน่วยงาน เจาะสำรวจ	Depth/N	v	E ksc	L-Strain	Deta, Δ mm.	Load ton	Stiffness k , t/mm	Dia. cm	Length cm.	Stress ksc
EGAT-3-2	9-10/1			370	0.0348	12.097	347.811	4.70	9.40	697.25
	9-10/4			315	0.0298	10.279	344.952	4.73	9.46	584.99
	10-11/3			300	0.0284	9.784	344.005	4.74	9.48	554.43
	10-11/4			315	0.0298	10.279	344.952	4.73	9.46	584.99
EGAT-1-3	1-2/1			275	0.0284	8.957	315.620	5.16	10.32	428.34
	1-2/2			380	0.0388	12.427	320.623	5.10	10.20	608.34
	2-3/2.2			265	0.0275	8.627	314.229	5.18	10.36	409.36
	2-3/2.1			335	0.0348	10.940	314.012	5.20	10.40	515.14
	3-4/1.1			305	0.0285	9.949	349.238	4.67	9.34	580.82
	3-4/1.2			240	0.0225	7.801	347.250	4.68	9.36	453.47

ตารางผนวกที่ ก1 (ต่อ)

หน่วยงาน เจาะสำรวจ	Depth/N	ν	E ksc	L-Strain	Deta, Δ mm.	Load ton	Stiffness k , t/mm	Dia. cm	Length cm.	Stress ksc
EGAT-4	8-9	0.20	696,000	340	0.0318	11.105	348.964	4.68	9.36	645.59
	9-10	0.20	652,100	345	0.0325	11.271	346.800	4.71	9.42	646.87
	10-11	0.19	685,900	320	0.0301	10.444	346.486	4.71	9.42	599.45
EGAT-2-3	4-5/4.1			165	0.0154	5.322	346.081	4.66	9.32	312.04
	4-5/4.2			190	0.0178	6.148	345.717	4.68	9.36	357.41
	4-5/4.3			310	0.0297	10.114	340.561	4.79	9.58	561.26
	5-6/1.1			245	0.0229	7.966	347.369	4.68	9.36	463.08
	5-6/1.2			170	0.0160	5.487	342.655	4.71	9.42	314.94
	6-7/1.2			275	0.0261	8.957	343.587	4.74	9.48	507.61
	6-7/2.0			275	0.0259	8.957	346.511	4.70	9.4	516.29

การรวบรวมข้อมูลการเก็บข้อมูลตัวอย่างหิน

ตารางผนวกที่ ก2 ผลการเจาะสำรวจหินของโครงการก่อสร้างเจดีย์ฯ

หลุมเจาะ	Depth (m)	RQD %	Description
B1	15.0 - 16.0	86	Good Rock
	16.0 - 17.0	95	Very Good Rock
	17.0 - 18.0	97	Very Good Rock
B2	17.0 - 18.0	66	Fair Rock
	18.0 - 19.0	85	Good Rock
	19.0 - 20.0	94	Very Good Rock
	20.0 - 21.0	38	Poor Rock
B3	10.0 - 11.0	46	Poor Rock
	11.0 - 12.0	43	Poor Rock
	12.0 - 13.0	49	Poor Rock
	13.0 - 14.0	20	Very Poor Rock
B4	5.0 - 6.0	64	Fair Rock
	7.0 - 8.0	58	Fair Rock
	11.0 - 12.0	74	Fair Rock
	12.0 - 13.0	83	Good Rock
	13.0 - 14.0	62	Fair Rock
C1	18.0 - 19.0	25	Poor Rock
	19.0 - 20.0	23	Very Poor Rock
	20.0 - 21.0	67	Fair Rock
	21.0 - 22.0	94	Very Good Rock
	22.0 - 23.0	54	Fair Rock

ตารางผนวกที่ ก2 (ต่อ)

หลุมเจาะ	Depth (m)	RQD %	Description
C2	23.0 - 24.0	24	Very Poor Rock
	24.0 - 25.0	28	Poor Rock
	25.0 - 26.0	72	Fair Rock
	26.0 - 27.0	55	Fair Rock
	27.0 - 28.0	22	Very Poor Rock

ตารางผนวกที่ ก3 RMR CLASSIFICATION

Class	Description of Rock Mass	RMR Rating
I	Very good rock	81 - 100
II	Good rock	61 - 80
III	Fair rock	41 - 60
IV	Poor rock	21 - 40
V	Very poor rock	< 20

ตารางผนวกที่ ก4 สรุปค่า RMR CLASSIFICATION ของแต่ละหลุมเจาะ

PARAMETER	BH1	BH2	BH3	BH4	BH5	B1	B2	B3	B4	C1	C2
Strength of Intact Rock	7	7	2	4	7						
RQD	13	13	8	8	17						
Spacing of Joints	20	20	20	20	20						
Condition of Joints	20	20	12	12	20						
Ground Water	7	7	7	7	7						
Summary	67	67	49	51	71						

ตารางผนวกที่ ๕ การใช้ Schmidt Hammer Rebound Hardness หาค่า Tangent Young's Modulus

V-5					
No.	Rebound	¹ E _t Gpa.	² E _t Gpa.	Description	Remark
1	42	12.926	18.830	Coarse Grain	
2	51	22.181	35.840	Coarse Grain	
3	63	45.569	58.520	Coarse Grain	
4	66	54.556	64.190	Coarse Grain	
5	52	23.552	37.730	Coarse Grain	ผุเล็กน้อย
6	66	54.556	64.190	Coarse Grain	
7	63	45.569	58.520	Fine Grain	
8	69	65.315	69.860	Coarse Grain	
9	66	54.556	64.190	Coarse Grain	
10	70	69.354	71.750	Xenolith	
11	59	35.846	50.960	Coarse Grain	ตรงรอยแตก
12	66	54.556	64.190	Coarse Grain	
13	64	48.386	60.410	Coarse Grain	
14	68	61.511	67.970	Coarse Grain	
15	65	51.379	62.300	Xenolith	
16	70	69.354	71.750	Pegmatite veins	
17	65	51.379	62.300	Coarse Grain	
18	68	61.511	67.970	Coarse Grain	
19	59	35.846	50.960	Coarse Grain	
20	59	35.846	50.960	Coarse Grain	
21	66	54.556	64.190	Coarse Grain	
22	66	54.556	64.190	Coarse Grain	

ตารางผนวกที่ ๕ (ต่อ)

V-5					
No.	Rebound	¹ E _t Gpa.	² E _t Gpa.	Description	Remark
23	66	54.556	64.190	Fine Grain	Brown
24	62	42.915	56.630	Coarse Grain	
25	54	26.555	41.510	Coarse Grain	
Average =		47.475	57.764		

หมายเหตุ ¹E_t = 1.04 exp (0.06R_L) Dearman and Irfan (1978)

²E_t = 1.89R_L - 60.55 Aydin and Basu (2005)



การรวบรวมข้อมูลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

การรวบรวมข้อมูลการทดสอบน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มได้รับการอนุเคราะห์จากโครงการก่อสร้างเจดีย์บูรพาวิจิตรวิทยาประชาสามัคคี และศูนย์วิจัยพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ข้อมูลการทดสอบกำลังการรับน้ำหนักบรรทุกแบ่งออกเป็นข้อมูลการทดสอบ Static Load Test การทดสอบ Dynamic Load Test ซึ่งในงานวิจัยนี้มีข้อมูลทั้งหมด แสดงในตารางผนวกที่ ข1 และ ข2

ตารางผนวกที่ ข1 ค่า Spring Stiffness จากการทดสอบ Static Piles Load Test

No.	Grid Line	Embedded	Last ten blows (cm.)	Permanent Set (cm)	Test Static & Dynamic	k (static) t/mm.
1	G18/1	20.70	2.0	2.0	No	90.40
2	F7/5	16.65	0.9	0.9	Yes	64.60
3	K7/3	16.20	1.7	1.7	Yes	68.09
4	K12/5	10.30	1.4	1.4	Yes	74.65
5	E16/1	23.40	2.5	2.5	No	59.26
6	F17/3	17.40	2.1	2.1	No	56.27
7	K11/8	8.00	2.0	2.0	Yes	50.79
8	G16/4	7.20	2.4	2.4	Yes	41.74

ตารางผนวกที่ ข2 ค่า Spring Stiffnees จากการทดสอบ Dynamic piles load test

No.	Line	pile	Length	k at 120(+,- 10)	last 10 blows	Permanent Set
				(ton/mm)	(cm)	(mm)
1	C - 5	1	20.85	50.5	5.5	5.5
2	C - 6	1	12.60	36.4	2.5	2.5
3	C - 7	2	10.20	31.5	2.4	2.4
4	C - 10	2	19.00	48.8	3.0	3.0
5	C - 11	1	22.62	34.6	5.2	5.2
6	C - 12	2	24.00	50.7	3.0	3.0
7	C - 13	2	23.28	40.2	2.8	2.8
8	C - 16	2	22.80	45.5	5.0	5.0
9	C - 17	1	22.05	28.9	3.0	3.0
10	C - 18	1	23.10	46.2	6.2	6.2
11	D- 4	1	14.10	36.6	2.4	2.4
12	D- 19	1	14.40	29.6	1.5	1.5
13	E - 3	1	14.40	52.2	5.0	5.0
14	E - 3	2	16.20	53.2	2.3	2.3
15	E - 5	1	13.20	44.2	2.0	2.0
16	E - 6	4	11.50	41.6	2.5	2.5
17	E - 7	2	8.45	57.7	3.4	3.4
18	E - 10	2	11.90	71.1	1.8	1.8
19	E - 10	4	15.60	61.0	2.5	2.5
20	E - 11	1	15.30	45.8	2.9	2.9
21	E - 11	2	18.60	43.8	3.2	3.2
22	E - 11	3	18.45	61.1	2.9	2.9
23	E - 11	4	14.80	42.3	4.0	4.0
24	E - 12	1	22.20	42.1	3.0	3.0
25	E - 12	2	16.65	43.4	1.2	1.2
26	E - 12	3	24.90	66.1	3.5	3.5

ตารางผนวกที่ ข2 (ต่อ)

No.	Line	pile	Length	k at 120(+,- 10)	last 10 blows	Permanent Set
				(ton/mm)	(cm)	(mm)
27	E -	12	4	22.50	54.1	3.1
28	E -	13	1	20.70	33.7	3.0
29	E -	13	2	22.35	51.5	2.8
30	E -	13	3	21.75	31.5	2.8
31	E -	13	4	21.90	47.7	1.7
32	E -	16	4	20.20	59.4	4.5
33	E -	17	1	18.10	38.4	3.0
34	E -	18	4	18.00	52.3	2.9
35	E -	20	1	15.15	41.1	2.2
36	F -	3	2	16.80	58.8	2.2
37	F -	5	4	13.80	35.8	3.5
38	F -	6	4	13.20	70.0	2.5
39	F -	6	6	14.40	63.2	2.4
40	F -	7	3	14.40	55.6	2.5
41	F -	7	5	16.65	62.9	0.9
42	F -	10	3	15.60	40.0	2.8
43	F -	10	4	15.60	55.1	3.2
44	F -	10	5	15.00	57.3	2.1
45	F -	11	3	16.50	36.7	2.5
46	F -	11	4	19.05	37.1	2.8
47	F -	12	3	20.70	42.3	2.8
48	F -	12	5	18.45	43.1	2.8
49	F -	13	3	15.00	51.7	2.0
50	F -	13	5	12.00	37.8	1.8
51	F -	16	2	10.50	51.1	1.0
52	F -	16	4	14.10	73.6	3.0

ตารางผนวกที่ ๒ (ต่อ)

No.	Line	pile	Length	k at 120(+,- 10)	last 10 blows	Permanent Set
				(ton/mm)	(cm)	(mm)
53	F -	16	5	11.10	37.1	2.8
54	F -	16	6	10.95	64.9	2.3
55	F -	17	1	18.75	49.5	2.7
56	F -	17	6	18.95	41.6	3.2
57	F -	18	3	23.40	60.6	3.0
58	F -	20	2	23.10	56.4	3.2
59	G -	3	2	11.70	57.1	1.5
60	G -	5	4	9.50	52.6	1.3
61	G -	6	1	9.45	56.4	2.6
62	G -	6	2	10.15	67.5	1.4
63	G -	6	3	10.05	52.7	2.1
64	G -	6	4	9.90	60.8	1.6
65	G -	6	5	9.90	54.7	1.7
66	G -	6	6	11.40	74.4	0.7
67	G -	7	2	12.30	52.4	1.3
68	G -	7	6	13.20	53.9	1.5
69	G -	10	1	14.30	51.8	2.0
70	G -	10	4	15.48	54.1	2.7
71	G -	11	2	11.20	57.7	1.6
72	G -	11	5	13.80	45.8	1.8
73	G -	12	5	15.90	44.3	2.4
74	G -	12	6	16.50	53.2	2.4
75	G -	13	2	7.65	70.6	1.8
76	G -	13	4	10.85	52.7	2.2
77	G -	16	2	7.10	33.4	1.8
78	G -	16	4	7.20	61.7	2.4

ตารางผนวกที่ ข2 (ต่อ)

No.	Line	pile	Length	k at 120(+,- 10) (ton/mm)	last 10 blows (cm)	Permanent Set (mm)
79	G -	16	5	8.90	54.3	1.7
80	G -	16	6	6.80	48.7	1.5
81	G -	17	3	15.30	50.0	1.8
82	G -	17	4	19.35	59.8	2.5
83	G -	18	2	18.30	51.3	2.5
84	G -	20	2	15.60	58.4	2.4
85	K -	3	2	15.90	53.7	2.1
86	K -	5	1	12.30	82.0	1.8
87	K -	6	1	13.20	62.6	1.4
88	K -	6	2	13.80	59.1	1.3
89	K -	6	3	11.55	75.1	1.3
90	K -	6	4	13.75	51.9	1.1
91	K -	6	5	12.80	75.7	2.4
92	K -	6	6	12.90	66.6	1.4
93	K -	7	2	15.10	55.5	3.5
94	K -	7	3	16.20	68.9	1.7
95	K -	10	1	9.60	66.8	2.1
96	K -	10	5	10.70	54.0	1.9
97	K -	11	1	5.90	35.9	1.6
98	K -	11	2	6.80	56.3	1.6
99	K -	11	3	6.50	41.3	1.2
100	K -	11	4	8.95	38.5	1.8
101	K -	11	5	7.40	26.7	1.9
102	K -	11	6	5.25	67.7	1.6
103	K -	11	7	10.10	60.0	1.6
104	K -	11	8	8.00	44.5	2.0

ตารางผนวกที่ ข2 (ต่อ)

No.	Line	pile	Length	k at 120(+,- 10)	last 10 blows	Permanent Set
				(ton/mm)	(cm)	(mm)
105	K -	11	9	9.15	57.2	2.0
106	K -	11	10	10.00	51.0	1.7
107	K -	11	11	9.90	36.8	1.8
108	K -	11	12	9.35	40.0	1.9
109	K -	11	A1	6.10	32.5	3.3
110	K -	11	A2	5.95	37.4	3.0
111	K -	11	A3	5.80	36.0	3.0
112	K -	11	A4	6.00	69.5	3.3
113	K -	12	3	10.50	47.2	1.6
114	K -	12	5	10.20	56.1	1.4
115	K -	12	8	10.50	50.3	1.6
116	K -	12	12	9.80	36.7	1.8
117	K -	13	1	12.50	50.9	4.5
118	K -	13	4	13.10	52.2	5.8
119	K -	16	3	12.60	38.9	1.5
120	K -	16	6	12.50	88.7	1.8
121	K -	16	A1	11.00	47.4	3.4
122	K -	16	A2	7.00	42.3	2.8
123	K -	17	3	16.35	37.0	1.5
124	K -	17	6	11.25	82.0	2.0
125	K -	18	2	12.60	89.8	2.4
126	K -	20	1	13.95	58.9	2.5
127	K -	20	2	9.00	28.4	2.2
128	K -	20	3	11.70	32.2	3.0
129	K -	20	4	4.60	75.0	2.5
130	L -	3	1	10.70	56.1	2.8

ตารางผนวกที่ ข2 (ต่อ)

No.	Line	pile	Length	k at 120(+,- 10)	last 10 blows	Permanent Set
				(ton/mm)	(cm)	(mm)
131	L - 5	2	8.30	67.0	2.8	2.8
132	L - 6	1	7.95	58.8	1.5	1.5
133	L - 6	5	6.75	45.1	1.5	1.5
134	L - 6	A1	7.40	44.0	1.6	1.6
135	L - 6	A2	8.30	43.4	1.3	1.3
136	L - 7	2	5.45	44.2	1.6	1.6
137	L - 7	3	6.80	54.3	1.8	1.8
138	L - 12	1	9.80	37.7	2.0	2.0
139	L - 13	1	7.10	77.1	1.5	1.5
140	L - 13	2	6.90	83.4	1.2	1.2
141	L - 13	3	9.60	44.1	1.5	1.5
142	L - 13	4	6.00	58.0	2.5	2.5
143	L - 13	5	9.35	38.5	1.8	1.8
144	L - 13	7	6.60	73.2	1.7	1.7
145	L - 13	8	3.90	15.3	1.8	1.8
146	L - 13	9	11.40	62.4	1.9	1.9
147	L - 13	10	6.50	22.1	5.3	5.3
148	L - 13	11	11.20	59.9	1.5	1.5
149	L - 13	12	10.10	91.5	1.8	1.8
150	L - 13	A1	6.30	41.4	3.2	3.2
151	L - 13	A2	4.40	31.7	3.0	3.0
152	L - 13	A3	8.90	35.6	3.3	3.3
153	L - 13	A4	5.80	48.7	3.4	3.4
154	L - 16	1	8.75	47.0	2.0	2.0
155	L - 16	3	10.10	72.5	1.5	1.5
156	L - 17	2	8.90	50.8	1.5	1.5

ตารางผนวกที่ ข2 (ต่อ)

No.	Line	pile	Length	k at 120(+,- 10)	last 10 blows	Permanent Set
				(ton/mm)	(cm)	(mm)
157	L -	17	3	9.50	64.7	1.2
158	L -	18	2	10.75	70.1	1.7
159	L -	20	1	7.50	31.6	3.0
160	L -	20	2	4.30	31.9	3.0
161	L -	20	3	4.50	28.8	3.2
162	L -	20	4	5.00	64.5	2.0
163	M -	3	1	6.50	62.3	0.8
164	M -	5	1	10.10	70.5	3.7
165	M -	5	3	10.10	86.5	2.5
166	M -	7	4	6.65	48.3	1.5
167	M -	7	6	5.40	37.3	1.5
168	M -	12	1	7.25	65.3	1.7
169	M -	12	4	10.60	57.4	1.7
170	M -	16	2	7.85	54.5	0.9
171	M -	16	6	7.55	51.4	1.8
172	M -	17	2	8.45	53.0	1.1
173	M -	17	3	8.00	75.3	1.0
174	M -	18	2	10.30	69.8	0.6
175	M -	20	2	5.60	44.7	0.8
176	N -	3	1	8.30	54.4	0.5
177	N -	16	1	3.50	26.8	1.0
178	N -	16	2	7.25	27.2	1.0
179	N -	16	3	9.50	60.4	0.9
180	N -	16	4	5.45	52.2	0.7
181	N -	16	5	9.15	62.0	1.0
182	N -	16	6	7.90	80.1	1.0

ตารางผนวกที่ ข2 (ต่อ)

No.	Line	pile	Length	k at 120(+,- 10)	last 10 blows	Permanent Set
				(ton/mm)	(cm)	(mm)
183	N -	16	A1	6.90	51.4	2.8
184	N -	17	4	9.50	61.0	2.0
185	N -	18	4	9.00	56.1	1.0
186	N -	20	1	8.75	53.4	0.5
187	R -	3	2	8.90	62.1	1.8
188	R -	17	1	8.50	43.4	0.9
189	R -	17	2	8.75	44.0	0.9
190	R -	17	4	8.75	50.1	0.8
191	R -	18	2	7.10	93.2	0.7
192	R -	20	1	10.10	50.7	0.3
193	S -	18	2	7.25	102.3	1.0
194	S -	20	1	6.35	87.2	0.5
195	S -	20	2	6.30	84.2	0.7
196	T -	18	2	8.00	58.9	1.0
197	T -	20	1	8.30	47.8	0.5
198	U -	19	1	4.50	52.7	0.4
199	V -	18	1	8.00	48.5	1.2
200	V -	18	2	10.10	30.9	2.0

ตารางผนวกที่ ข3 ค่า k_s ของฐานรากดินที่คำนวณจากสูตรเชิงประสกรณ์ต่างๆ

Grid line	k_s (Selvadurai), t/m	k_s (Meyerhof & Baize), t/m	k_s (Kloeppele & Glock), t/m	k_s (Biot), t/m
N-10	18,612,208.33	28,634,166.67	45,814,666.67	56,177,559.68
N-11.1	53,510,098.96	82,323,229.17	131,717,166.67	156,599,181.88
R-5	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	35,367,558.00
R-6	15,510,173.61	23,861,805.56	38,178,888.89	51,763,539.11
R-7	18,612,208.33	28,634,166.67	45,814,666.67	49,621,682.91
R-10	18,612,208.33	28,634,166.67	45,814,666.67	49,621,682.91
R-11	18,612,208.33	28,634,166.67	45,814,666.67	49,621,682.91
R-12	18,612,208.33	28,634,166.67	45,814,666.67	49,621,682.91
R-13	18,612,208.33	28,634,166.67	45,814,666.67	49,621,682.91
S-3	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	28,253,441.49
S-5	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	35,367,558.00
S-6	15,510,173.61	23,861,805.56	38,178,888.89	51,763,539.11
S-7	15,510,173.61	23,861,805.56	38,178,888.89	51,763,539.11
S-10	15,510,173.61	23,861,805.56	38,178,888.89	51,763,539.11
S-11	15,510,173.61	23,861,805.56	38,178,888.89	51,763,539.11
S-12	15,510,173.61	23,861,805.56	38,178,888.89	51,763,539.11
S-13	15,510,173.61	23,861,805.56	38,178,888.89	51,763,539.11
T-3	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	28,253,441.49
T-5	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	35,367,558.00
T-6	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	35,367,558.00
T-7	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	35,367,558.00
T-10	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	35,367,558.00
T-11	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	35,367,558.00
T-12	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	35,367,558.00
T-13	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	35,367,558.00

ตารางผนวกที่ ข3 (ต่อ)

Grid line	k_s (Selvadurai), t/m	k_s (Meyerhof & Baize), t/m	k_s (Klopple & Glock), t/m	k_s (Biot), t/m
U-4	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	28,253,441.49
V-5	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	28,253,441.49
V-6	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	28,253,441.49
V-7	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	28,253,441.49
V-10	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	28,253,441.49
V-11	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	28,253,441.49
V-12	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	28,253,441.49
V-13	11,632,630.21	17,896,354.17	28,634,166.67	28,253,441.49
W-8	5,428,560.76	8,351,631.94	13,362,611.11	12,893,477.08
W-9	5,428,560.76	8,351,631.94	13,362,611.11	12,893,477.08
W-14	5,428,560.76	8,351,631.94	13,362,611.11	12,893,477.08
W-15	5,428,560.76	8,351,631.94	13,362,611.11	12,893,477.08
W1-7	5,428,560.76	8,351,631.94	13,362,611.11	12,893,477.08
W1-10	5,428,560.76	8,351,631.94	13,362,611.11	12,893,477.08
W1-13	5,428,560.76	8,351,631.94	13,362,611.11	12,893,477.08
W1-16	5,428,560.76	8,351,631.94	13,362,611.11	12,893,477.08
W2-7	5,428,560.76	8,351,631.94	13,362,611.11	12,893,477.08
W2-10	5,428,560.76	8,351,631.94	13,362,611.11	12,893,477.08
W2-13	5,428,560.76	8,351,631.94	13,362,611.11	12,893,477.08
W2-16	5,428,560.76	8,351,631.94	13,362,611.11	12,893,477.08
X-8	5,428,560.76	8,351,631.94	13,362,611.11	12,893,477.08
X-9	5,428,560.76	8,351,631.94	13,362,611.11	12,893,477.08
X-14	5,428,560.76	8,351,631.94	13,362,611.11	12,893,477.08
X-15	5,428,560.76	8,351,631.94	13,362,611.11	12,893,477.08

ตารางผนวกที่ ข3 (ต่อ)

Grid line	k_s (Kogler & Scheidig), t/m	k_s (Vesic), t/m	k_s (Vesic & Saxena), t/m	k_s (Ullidtz), t/m
N-10	105,751,481.47	32,459,447.41	48,593,661.58	43,542,259.20
N-11.1	282,444,854.86	91,123,585.49	127,006,160.95	113,803,632.00
R-5	67,265,615.51	20,401,452.98	31,061,289.36	27,832,410.00
R-6	112,992,871.03	29,230,383.92	55,220,069.98	49,479,840.00
R-7	79,315,910.88	29,495,670.07	33,132,041.99	29,687,904.00
R-10	79,315,910.88	29,495,670.07	33,132,041.99	29,687,904.00
R-11	79,315,910.88	29,495,670.07	33,132,041.99	29,687,904.00
R-12	79,315,910.88	29,495,670.07	33,132,041.99	29,687,904.00
R-13	79,315,910.88	29,495,670.07	33,132,041.99	29,687,904.00
S-3	40,553,625.36	17,155,508.68	15,530,644.68	13,916,205.00
S-5	67,265,615.51	20,401,452.98	31,061,289.36	27,832,410.00
S-6	112,992,871.03	29,230,383.92	55,220,069.98	49,479,840.00
S-7	112,992,871.03	29,230,383.92	55,220,069.98	49,479,840.00
S-10	112,992,871.03	29,230,383.92	55,220,069.98	49,479,840.00
S-11	112,992,871.03	29,230,383.92	55,220,069.98	49,479,840.00
S-12	112,992,871.03	29,230,383.92	55,220,069.98	49,479,840.00
S-13	112,992,871.03	29,230,383.92	55,220,069.98	49,479,840.00
T-3	40,553,625.36	17,155,508.68	15,530,644.68	13,916,205.00
T-5	67,265,615.51	20,401,452.98	31,061,289.36	27,832,410.00
T-6	67,265,615.51	20,401,452.98	31,061,289.36	27,832,410.00
T-7	67,265,615.51	20,401,452.98	31,061,289.36	27,832,410.00
T-10	67,265,615.51	20,401,452.98	31,061,289.36	27,832,410.00
T-11	67,265,615.51	20,401,452.98	31,061,289.36	27,832,410.00
T-12	67,265,615.51	20,401,452.98	31,061,289.36	27,832,410.00
T-13	67,265,615.51	20,401,452.98	31,061,289.36	27,832,410.00

ตารางผนวกที่ ข3 (ต่อ)

Grid line	k_s (Kogler & Scheidig), t/m	k_s (Vesic), t/m	k_s (Vesic & Saxena), t/m	k_s (Ullidtz), t/m
U-4	40,553,625.36	17,155,508.68	15,530,644.68	13,916,205.00
V-5	40,553,625.36	17,155,508.68	15,530,644.68	13,916,205.00
V-6	40,553,625.36	17,155,508.68	15,530,644.68	13,916,205.00
V-7	40,553,625.36	17,155,508.68	15,530,644.68	13,916,205.00
V-10	40,553,625.36	17,155,508.68	15,530,644.68	13,916,205.00
V-11	40,553,625.36	17,155,508.68	15,530,644.68	13,916,205.00
V-12	40,553,625.36	17,155,508.68	15,530,644.68	13,916,205.00
V-13	40,553,625.36	17,155,508.68	15,530,644.68	13,916,205.00
W-8	18,071,763.32	7,869,000.54	6,764,458.57	6,061,280.40
W-9	18,071,763.32	7,869,000.54	6,764,458.57	6,061,280.40
W-14	18,071,763.32	7,869,000.54	6,764,458.57	6,061,280.40
W-15	18,071,763.32	7,869,000.54	6,764,458.57	6,061,280.40
W1-7	18,071,763.32	7,869,000.54	6,764,458.57	6,061,280.40
W1-10	18,071,763.32	7,869,000.54	6,764,458.57	6,061,280.40
W1-13	18,071,763.32	7,869,000.54	6,764,458.57	6,061,280.40
W1-16	18,071,763.32	7,869,000.54	6,764,458.57	6,061,280.40
W2-7	18,071,763.32	7,869,000.54	6,764,458.57	6,061,280.40
W2-10	18,071,763.32	7,869,000.54	6,764,458.57	6,061,280.40
W2-13	18,071,763.32	7,869,000.54	6,764,458.57	6,061,280.40
W2-16	18,071,763.32	7,869,000.54	6,764,458.57	6,061,280.40
X-8	18,071,763.32	7,869,000.54	6,764,458.57	6,061,280.40
X-9	18,071,763.32	7,869,000.54	6,764,458.57	6,061,280.40
X-14	18,071,763.32	7,869,000.54	6,764,458.57	6,061,280.40
X-15	18,071,763.32	7,869,000.54	6,764,458.57	6,061,280.40

ตารางผนวกที่ ข3 (ต่อ)

Grid line	k_s (Khazanovich <i>et al.</i>), t/m	k_s (Setiadji & Fwa), t/m
N-10	35,801,413.12	31,326,098.95
N-11.1	112,286,250.24	98,250,037.61
R-5	15,256,284.00	13,349,189.89
R-6	27,122,282.67	23,731,893.14
R-7	24,410,054.40	21,358,703.83
R-10	24,410,054.40	21,358,703.83
R-11	24,410,054.40	21,358,703.83
R-12	24,410,054.40	21,358,703.83
R-13	24,410,054.40	21,358,703.83
S-3	7,628,142.00	6,674,594.95
S-5	15,256,284.00	13,349,189.89
S-6	27,122,282.67	23,731,893.14
S-7	27,122,282.67	23,731,893.14
S-10	27,122,282.67	23,731,893.14
S-11	27,122,282.67	23,731,893.14
S-12	27,122,282.67	23,731,893.14
S-13	27,122,282.67	23,731,893.14
T-3	7,628,142.00	6,674,594.95
T-5	15,256,284.00	13,349,189.89
T-6	15,256,284.00	13,349,189.89
T-7	15,256,284.00	13,349,189.89
T-10	15,256,284.00	13,349,189.89
T-11	15,256,284.00	13,349,189.89
T-12	15,256,284.00	13,349,189.89
T-13	15,256,284.00	13,349,189.89
U-4	7,628,142.00	6,674,594.95
V-5	7,628,142.00	6,674,594.95

ตารางผนวกที่ ข3 (ต่อ)

Grid line	k_s (Khazanovich <i>et al.</i>), t/m	k_s (Setiadji & Fwa), t/m
V-6	7,628,142.00	6,674,594.95
V-7	7,628,142.00	6,674,594.95
V-10	7,628,142.00	6,674,594.95
V-11	7,628,142.00	6,674,594.95
V-12	7,628,142.00	6,674,594.95
V-13	7,628,142.00	6,674,594.95
W-8	3,322,479.63	2,907,156.91
W-9	3,322,479.63	2,907,156.91
W-14	3,322,479.63	2,907,156.91
W-15	3,322,479.63	2,907,156.91
W1-7	3,322,479.63	2,907,156.91
W1-10	3,322,479.63	2,907,156.91
W1-13	3,322,479.63	2,907,156.91
W1-16	3,322,479.63	2,907,156.91
W2-7	3,322,479.63	2,907,156.91
W2-10	3,322,479.63	2,907,156.91
W2-13	3,322,479.63	2,907,156.91
W2-16	3,322,479.63	2,907,156.91
X-8	3,322,479.63	2,907,156.91
X-9	3,322,479.63	2,907,156.91
X-14	3,322,479.63	2,907,156.91
X-15	3,322,479.63	2,907,156.91



ตารางผนวกที่ ค1 ค่าการทรุดตัวของทฤษฎี Elastic และแบบจำลองและค่าตรวจวัดในสนาม

Grid	Settlement Center (mm.)	Settlement Center (mm.)	Settlement Center (mm.)
Line No.	$\delta = C_d q B(1 - V^2)/E$	Model	Actual
C-5	-	0.263	-
C-6	-	0.263	-
C-7	-	0.263	-
C-10	-	0.263	-
C-11	-	0.263	-
C-12	-	0.263	-
C-13	-	0.263	-
C-16	-	0.281	-
C-17	-	0.263	-
C-18	-	0.263	-
D-4	-	0.263	-
D-19	-	0.263	-
E-3	-	0.526	-
E-5	-	1.208	-
E-6	-	1.066	-
E-7	-	1.066	-
E-10	-	1.137	-
E-11	-	1.066	-
E-12	-	1.066	-
E-13	-	1.066	-
E-16	-	1.066	-
E-17	-	1.066	-
E-18	-	1.172	-
E-20	-	0.263	-
F-3	-	0.263	-

ตารางผนวกที่ ค1 (ต่อ)

Grid	Settlement Center (mm.)	Settlement Center (mm.)	Settlement Center (mm.)
Line No.	$\delta = C_d q B(1 - V^2)/E$	Model	Actual
F-5	-	1.101	-
F-6	-	1.563	-
F-7	-	1.563	-
F-10	-	1.563	-
F-11	-	1.563	-
F-12	-	1.563	-
F-13	-	1.563	-
F-16	-	1.563	-
F-17	-	1.563	-
F-18	-	1.066	-
F-20	-	0.263	-
G-3	-	0.263	-
G-5	-	1.066	-
G-6	-	1.563	-
G-7	-	1.606	-
G-10	-	1.606	-
G-11	-	1.606	-
G-12	-	1.658	-
G-13	-	1.658	-
G-16	-	1.813	-
G-17	-	2.072	-
G-18	-	1.658	-
G-20	-	0.263	-
K-3	-	0.263	-

ตารางผนวกที่ ค1 (ต่อ)

Grid	Settlement Center (mm.)	Settlement Center (mm.)	Settlement Center (mm.)
Line No.	$\delta = C_d q B (1 - V^2) / E$	Model	Actual
K-5	-	1.101	-
K-6	-	1.641	-
K-7	-	1.606	-
K-10	-	1.658	-
K-11	-	4.884	-
K-12	-	4.696	-
K-13	-	1.554	-
K-16	-	1.554	-
K-17	-	1.563	-
K-18	-	1.137	-
K-20	-	0.263	-
L-3	-	0.263	-
L-5	-	1.101	-
L-6	-	1.563	-
L-7	-	2.487	-
L-10	-	0.847	-
L-11	-	0.162	-
L-12	-	0.526	-
L-13	-	2.851	-
L-16	-	1.658	-
L-17	-	1.563	-
L-18	-	1.101	-
L-20	-	0.965	-
M-3	-	0.263	-

ตารางผนวกที่ ค1 (ต่อ)

Grid		Settlement Center (mm.)		Settlement Center (mm.)		Settlement Center (mm.)
Line No.		$\delta = C_d q B (1 - V^2) / E$		Model		Actual
M-5	-	1.101	-	0.00	-	-
M-6	-	0.190	-	2.80	-	-
M-7	-	1.658	-	0.00	-	-
M-10	-	0.847	-	5.30	-	-
M-11	-	0.228	-	1.23	-	1.00
M-12	-	1.101	-	-	-	2.00
M-13	-	1.404	-	8.35	-	3.00
M-16	-	1.554	-	0.00	-	2.00
M-17	-	1.563	-	0.00	-	4.00
M-18	-	1.066	-	0.00	-	-
M-20	-	0.263	-	-	-	-
N-3	-	0.263	-	-	-	-
N-5	-	0.190	-	2.17	-	-
N-6	-	0.190	-	2.19	-	-
N-7	-	0.709	-	2.68	-	-
N-10	-	0.04	-	0.56	-	2.00
N-11.1	-	0.05	-	0.04	-	4.00
N-13	-	0.709	-	3.57	-	2.00
N-16	-	1.761	-	0.00	-	2.00
N-17	-	1.563	-	0.00	-	1.00
N-18	-	1.066	-	0.00	-	-
N-20	-	0.263	-	-	-	-
R-3	-	0.263	-	-	-	-
R-5	-	0.03	-	0.50	-	1.00

ตารางผนวกที่ ค1 (ต่อ)

Grid	Settlement Center (mm.)		Settlement Center (mm.)		Settlement Center (mm.)	
Line No.	$\delta = C_d q B (1 - V^2) / E$		Model		Actual	
R-6	-	0.03	-	0.41	-	2.00
R-7	-	0.04	-	0.46	-	2.00
R-10	-	0.04	-	0.45	-	3.00
R-11	-	0.04	-	0.45	-	3.00
R-12	-	0.04	-	0.45	-	3.00
R-13	-	0.04	-	0.45	-	3.00
R-16	-	0.04	-	0.46	-	4.00
R-17	-	1.563	-	0.00	-	1.00
R-18	-	1.066	-	-	-	-
R-20	-	0.263	-	-	-	-
S-3	-	0.02	-	0.24	-	-
S-5	-	0.03	-	0.49	-	1.00
S-6	-	0.03	-	0.41	-	1.00
S-7	-	0.03	-	0.41	-	2.00
S-10	-	0.03	-	0.41	-	3.00
S-11	-	0.03	-	0.41	-	3.00
S-12	-	0.03	-	0.41	-	3.00
S-13	-	0.03	-	0.41	-	3.00
S-16	-	0.847	-	2.55	-	-
S-17	-	1.404	-	2.21	-	-
S-18	-	1.066	-	0.00	-	-
S-20	-	0.263	-	-	-	-
T-3	-	0.02	-	0.25	-	-
T-5	-	0.04	-	0.50	-	1.00

ตารางผนวกที่ ค1 (ต่อ)

Grid	Settlement Center (mm.)		Settlement Center (mm.)		Settlement Center (mm.)	
Line No.	$\delta = C_d q B(1 - V^2)/E$		Model		Actual	
T-6	-	0.04	-	0.50	-	0.50
T-7	-	0.04	-	0.50	-	-
T-10	-	0.04	-	0.50	-	2.00
T-11	-	0.04	-	0.50	-	2.00
T-12	-	0.04	-	0.49	-	2.00
T-13	-	0.04	-	0.50	-	2.00
T-16	-	0.709	-	2.10	-	2.00
T-17	-	0.709	-	2.27	-	1.00
T-18	-	1.066	-	0.00	-	1.00
T-20	-	0.263	-	-	-	-
U-4	-	0.02	-	0.25	-	1.00
U-19	-	0.263	-	-	-	2.00
V-5	-	0.02	-	0.25	-	1.00
V-6	-	0.02	-	0.25	-	1.00
V-7	-	0.02	-	0.25	-	1.00
V-10	-	0.02	-	0.25	-	1.00
V-11	-	0.02	-	0.25	-	2.00
V-12	-	0.02	-	0.25	-	1.00
V-13	-	0.02	-	0.25	-	2.00
V-16	-	0.02	-	0.25	-	2.00
V-17	-	0.02	-	0.25	-	2.00
V-18	-	0.263	-	-	-	1.00

ประวัติการศึกษาและการทำงาน

ชื่อ – นามสกุล	นายชาญวิทย์ น้อยโสม
วัน เดือน ปี ที่เกิด	วันที่ 2 ตุลาคม 2520
สถานที่เกิด	จังหวัดกรุงเทพมหานคร
ประวัติการศึกษา	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (โยธา) มหาวิทยาลัยขอนแก่น ปีการศึกษา 2547
ตำแหน่งปัจจุบัน	วิศวกรโครงการก่อสร้างเจดีย์บูรพาวิจิตรวิทยา ประชาสามัคคี (วัดเขาสุกิม) จังหวัดจันทบุรี
สถานที่ทำงานปัจจุบัน	ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
ทุนการศึกษาที่ได้รับ	ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน